

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN ELÁSTICA POR FATIGA DE UN PUENTE DE  
ACERO ORTOTRÓPICO BAJO CARGAS MÓVILES TÍPICAS  
DE MÉXICO**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA  
ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

**Alberto Emanuel Aguilar Avendaño**

ASESORA:

**Dra. María de la Consolación Trinidad Juana Gómez Soberón**

MÉXICO, D.F.

Junio de 2013

---

## AGRADECIMIENTOS

*Es inevitable recordar y valorar a todas aquellas personas que, directa o indirectamente, participaron leyendo, opinando, corrigiendo, teniendo paciencia, dándome ánimo o acompañándome en los momentos de crisis y en los momentos de felicidad. Por ello, es para mí un verdadero placer utilizar este espacio para expresarles mi agradecimiento.*

*A la Dra. Consuelo Gómez Soberón, por su dirección, paciencia, apoyo, confianza y sobre todo por facilitarme los medios suficientes para llevar a cabo esta investigación.*

*Al Dr. Tiziano Perea Olvera, por sus consejos, comentarios, disponibilidad, paciencia, comprensión y el ánimo que siempre me brindó.*

*A mis amigos y familiares, con los que compartí las angustias y las alegrías, por estar siempre dispuestos a escucharme con paciencia, ya sea en persona o por medio de las redes sociales. Gracias por su compañía, su cariño, sus palabras y por creer siempre en mí.*

*A mi abuelita Mary, por sus cuidados y su gran amor que siempre me ha demostrado como solo los abuelitos saben hacerlo.*

*En especial a mi madre, a su esposo Leonardo y a mi hermana Lucy, que me acompañaron durante toda esta aventura que significó la maestría y que, de forma incondicional, entendieron mis ausencias y mis malos momentos. De la misma manera agradezco de corazón a mi padre, que a pesar de la distancia siempre estuvo atento para saber cómo iba mi proceso, regalándome palabras de ánimo para seguir luchando hasta lograr mis objetivos como siempre lo ha hecho.*

*A Dios, por todo.*

---

## CONTENIDO

CONTENIDO.....	I
ÍNDICE DE FIGURAS .....	III
ÍNDICE DE TABLAS .....	V
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Objetivos del trabajo .....	2
1.2 Justificación .....	3
1.3 Distribución de la tesis .....	4
Capítulo 2. ANTECEDENTES .....	5
2.1 Historia de los puentes en México .....	5
2.2 Terminología y nomenclatura en ingeniería de puentes .....	7
2.2.1 Superestructura .....	8
2.2.2 Subestructura .....	10
2.2.3 Términos misceláneos. ....	11
2.3 Problemas de fatiga en puentes .....	11
2.4 Puente Tampico.....	19
2.5 Cargas.....	26
2.5.1 Carga muerta .....	26
2.5.2 Carga viva .....	26
2.5.3 Modelos de diseño .....	27
Capítulo 3. FATIGA. MARCO TEÓRICO .....	38
3.1 Acumulación de daño .....	44
3.2 Crecimiento de grietas de fatiga.....	47
3.2.1 Factor de intensidad de esfuerzos $K$ .....	49
3.3 Evaluación experimental .....	55
Capítulo 4. MODELO DE ANÁLISIS.....	58
4.1 Consideraciones de diseño .....	58
4.2 Consideraciones del modelo estructural .....	66
4.3 Análisis de cargas .....	69
4.3.1 Camión de diseño para fatiga propuesto por AASHTO (2007) .....	70

---

4.3.2	Camión T3-H2-R4 con peso excedido promedio.....	74
4.3.3	Camión de diseño propuesto por García Soto <i>et al.</i> (2010) .....	77
Capítulo 5.	ANÁLISIS DE FATIGA .....	81
CONCLUSIONES .....		86
ESTUDIOS FUTUROS .....		88
REFERENCIAS.....		89

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1.- PUENTE TÍPICO DE UN SÓLO CLARO Y SUS PRINCIPALES COMPONENTES (TONIAS, 1995) .....	8
FIGURA 2.2.- COMPONENTES PRINCIPALES DE UNA SUPERESTRUCTURA DE LOSA SOBRE VIGAS (TONIAS, 1995).....	9
FIGURA 2.3.- FOTOGRAFÍA DEL PUENTE WOOTTON TRAS SU COLAPSO (WOOTTON BRIDGE COLLAPSE, 2012). ....	12
FIGURA 2.4.- ILUSTRACIÓN GRÁFICA DEL ACCIDENTE FERROVIARIO DE INVERYTHAN (INVERYTHAN RAIL ACCIDENT, 2012).....	14
FIGURA 2.5.- FOTOGRAFÍA DEL COLAPSO DEL PUENTE SILVER SOBRE EL RÍO OHIO (LONAKER, 2006). ....	15
FIGURA 2.6.- MODELO A ESCALA DEL PUENTE SILVER, EXHIBIDO EN EL MUSEO NIST (FIELDS, 2009).....	16
FIGURA 2.7.- FRACTURA DEL ESLABÓN QUE CAUSÓ LA CAÍDA DEL PUENTE SILVER (FIELDS, 2009). ....	16
FIGURA 2.8.- FOTOGRAFÍA DEL ESLABÓN QUE FALLÓ CAUSANDO EL COLAPSO DEL PUENTE SILVER (FIELDS, 2009). ....	17
FIGURA 2.9.- JUNTA DE EXPANSIÓN (RYAN <i>ET AL.</i> , 2006). ....	18
FIGURA 2.10.- FOTOGRAFÍA DEL PUENTE TAMPICO. ....	20
FIGURA 2.11.- VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS PILAS TRANSVERSALES DEL PUENTE TAMPICO (SCT, 1992). ....	21
FIGURA 2.12.- VISTA LATERAL DEL PUENTE TAMPICO (SCT, 1992). ....	22
FIGURA 2.13.- FOTOGRAFÍA DEL INTERIOR DEL PUENTE TAMPICO (GÓMEZ, 2012) ....	23
FIGURA 2.14.- PLANO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE TAMPICO EN EL TRAMO DE ACERO. ....	24
FIGURA 2.15.- ESQUEMA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE TAMPICO. ....	24
FIGURA 2.16.- PERSPECTIVA DEL INTERIOR DEL PUENTE TAMPICO OBTENIDA DE UN MODELO CREADO EN AUTOCAD. ....	25
FIGURA 2.17.- CAMIÓN DE DISEÑO HS-44 PROPUESTO POR LA AASHTO (2007).....	28
FIGURA 2.18.- MODELO DE CARGAS VIVAS EN LAS NORMAS MEXICANAS (SCT, 2001).....	30
FIGURA 2.19.- VEHÍCULOS QUE CIRCULAN EN LAS AUTOPISTAS MEXICANAS (ARRIBA UN T3-S2-R4, ABAJO UN T3-S3), (GARCÍA SOTO <i>ET AL.</i> , 2010) .....	31
FIGURA 2.20.- EJEMPLO DE DIAGRAMA PARA REPRESENTAR LOS DATOS DE LA FIGURA 2.21 (SCT, 2001).....	32
FIGURA 2.21.- PESOS BRUTOS VEHICULARES EN VEHÍCULOS T3-S2-R4 CARGADOS, IDENTIFICADOS COMO SOBRECARGADOS (SCT, 2001). ....	33
FIGURA 2.22.- MODELO DE CARGAS CARACTERIZADO PARA EL CAMIÓN T3-S2-R4 CON UN PESO BRUTO DE 760.28 kN. ....	34
FIGURA 2.23 MODELO DE CARGAS CARACTERIZADO PARA EL CAMIÓN T3-S2-R4 CON UN PESO BRUTO DE 958.24 kN.....	34
FIGURA 2.24.- MODELO DE CARGAS VIVAS NOMINALES PROPUESTO POR GARCÍA SOTO <i>ET AL.</i> (2010) .....	35
FIGURA 3.1.- CURVA S-N (MAJÓ Y ANDREU, 2003) .....	40
FIGURA 3.2.- REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS ESFUERZOS FLUCTUANTES.....	42
FIGURA 3.3.- TENSIÓN FLUCTUANTE (FORREST, 1972).....	42
FIGURA 3.4.- ESFUERZO FLUCTUANTE (FORREST, 1972). ....	43
FIGURA 3.5.- ESFUERZOS TOTALMENTE INVERSOS (FORREST, 1972).....	43
FIGURA 3.6.- COMPRESIÓN FLUCTUANTE.....	44
FIGURA 3.7.- CICLO DE ESFUERZOS Y CURVA S-N (EKBERG, 1998) .....	46
FIGURA 3.8.- COMPORTAMIENTO DEL CRECIMIENTO DE GRIETA BAJO CARGAS DE FATIGA DE AMPLITUD CONSTANTE (SURESH, 2006) .....	48
FIGURA 3.9.- VARIACIÓN DE LA AMPLITUD DE K Y EL TAMAÑO DE GRIETA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE CICLOS DE CARGA DE FATIGA EN UNA PLACA AGRIETADA EN CONDICIONES LINEAL-ELÁSTICAS (GONZÁLEZ VELÁZQUEZ, 2004) .....	51
FIGURA 3.10.- REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN EN FUNCIÓN DE $\Delta K$ (LARVET, 2007)...	52
FIGURA 3.11.- ESTUDIO EXPERIMENTAL: CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA (IBRAHIM, 2006). ....	55
FIGURA 3.12.- ESTUDIO EXPERIMENTAL: MODO DE FALLA (IBRAHIM, 2006).....	56
FIGURA 3.13.- ESPECÍMENES DE PRUEBAS UTILIZADAS PARA LAS INVESTIGACIONES DE SAUSE <i>ET AL.</i> (2006) .....	57
FIGURA 4.1.- PUENTE EN FLEXIÓN PURA. ....	58
FIGURA 4.2.- PROPIEDADES DE LA SECCIÓN CAJÓN OBTENIDAS DE SAP200. ....	60

---

FIGURA 4.3.- TABLERO DE SECCIÓN CAJÓN DEL PUENTE Y SUS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS.....	60
FIGURA 4.4.- DIMENSIONES DE UNA COSTILLA O BULBO. ....	61
FIGURA 4.5.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE UN BULBO. ....	61
FIGURA 4.6.- ALTURA DE LOS EJES NEUTROS DE LA SECCIÓN CAJÓN Y DE LOS BULBOS SUPERIORES E INFERIORES.....	62
FIGURA 4.7.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL PUENTE CON LAS CARGAS ACTUANTES.....	64
FIGURA 4.8.- DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE DEL PUENTE PARA CADA CARGA VIVA VEHICULAR.....	66
FIGURA 4.9.- DIBUJO EN AUTOCAD DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE TAMPICO PARA IMPORTAR DESDE SAP.....	66
FIGURA 4.10.- ESPESORES DE LAS PLACAS DE ACERO QUE CONFORMAN AL PUENTE.....	67
FIGURA 4.11.- REFUERZO TRANSVERSAL CREADO EN SAP2000.....	67
FIGURA 4.12.- MODELO DE UN TRAMO DE 4 METROS DEL PUENTE CREADO EN SAP2000. ....	68
FIGURA 4.13.- MODELO DEL PUENTE COMPLETO DE 128 METROS CREADO EN SAP2000.....	68
FIGURA 4.14.- COMPARACIÓN DEL INTERIOR DEL MODELO DE ANÁLISIS EN SAP2000 (ARRIBA), CON UNA FOTOGRAFÍA DEL PUENTE TAMPICO (ABAJO). ....	69
FIGURA 4.15.- PESO DE LOS EJES Y HUELLAS DEL CAMIÓN DE DISEÑO HS-44.....	71
FIGURA 4.16.- COLOCACIÓN DE HUELLAS DE CARGA DEL CAMIÓN DE DISEÑO HS-44 SOBRE EL MODELO DEL PUENTE.....	72
FIGURA 4.17.- UBICACIÓN DE LOS NODOS DE ELEMENTOS CON ESFUERZOS MÁXIMOS BAJO LA CARGA VEHICULAR PROPUESTA POR AASHTO (2007).....	73
FIGURA 4.18.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DEL CAMIÓN H3-S2-R4 CON PESO BRUTO EXCEDIDO. ....	74
FIGURA 4.19.- COLOCACIÓN DE HUELLAS DE CARGA DEL CAMIÓN T3-S2-R4 CON PESO BRUTO EXCEDIDO DE LA SCT. ....	75
FIGURA 4.20.- UBICACIÓN DE LOS NODOS CON ESFUERZOS MÁXIMOS BAJO LA CARGA VEHICULAR DEL CAMIÓN H3-S2-R4 CON SOBREPESO DETERMINADO POR LA SCT (2001).....	76
FIGURA 4.21.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL CAMIÓN DE DISEÑO PROPUESTO POR GARCÍA SOTO <i>ET AL.</i> (2010). ....	77
FIGURA 4.22.- COLOCACIÓN DE HUELLAS DE CARGA DEL CAMIÓN DE DISEÑO PROPUESTO POR GARCÍA SOTO.....	78
FIGURA 4.23.- UBICACIÓN DE LOS NODOS CON ESFUERZOS MÁXIMOS BAJO LA CARGA VEHICULAR DEL CAMIÓN DE DISEÑO PROPUESTO POR GARCÍA SOTO <i>ET AL.</i> (2010). ....	79
FIGURA 5.1.- CRECIMIENTO DE GRIETAS CONTRA NÚMERO DE CICLOS. ....	82

---

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1.- LISTA DE PUENTES CON FALLAS RELACIONADAS CON FATIGA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. ....	13
TABLA 2.2.- PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR CLASE DE VEHÍCULO Y CAMINO (SCT, 2008). ....	29
TABLA 2.3.- COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA (AASHTO, 2007). ....	35
TABLA 2.4.- CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN ESTE TRABAJO PARA EL ANÁLISIS DE FATIGA. ....	37
TABLA 4.1.- LONGITUD MÁXIMA PERMITIDA DEL PUENTE PARA CADA CARGA VIVA VEHICULAR. ....	65
TABLA 4.2.- AMPLITUD DE ESFUERZOS MÁXIMOS OBTENIDOS DEL MODELO BAJO LAS CARGAS DEL CAMIÓN DE DISEÑO HS-44.72	
TABLA 4.3.- AMPLITUD DE ESFUERZOS MÁXIMOS OBTENIDOS DEL MODELO BAJO LAS CARGAS DEL CAMIÓN T3-S2-R4 CON PESO EXCEDIDO.....	75
TABLA 4.4.- AMPLITUD DE ESFUERZOS MÁXIMOS OBTENIDOS DEL MODELO BAJO LAS CARGAS DEL CAMIÓN DE DISEÑO DE GARCÍA SOTO. ....	78
TABLA 4.5.- AMPLITUD DE ESFUERZOS OBTENIDOS PARA EL ANÁLISIS DE FATIGA. ....	80
TABLA 5.1.- NÚMERO DE CICLOS A LA FALLA POR FATIGA. ....	83
TABLA 5.2.- VALORES DE $\rho$ DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL AASHTO (2007) ....	83
TABLA 5.3.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO DE CARRETERAS EN MÉXICO 2011 (SCT, 2012).....	84
TABLA 5.4.- TIEMPO DE VIDA A FATIGA DEL PUENTE ANALIZADO BAJO CADA CARGA VEHICULAR DE DISEÑO. ....	85

---

## Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

Los puentes son monumentos majestuosos en el mundo de la ingeniería, desde el sencillo puente de tirantes, al majestuoso puente colgante, o a los elegantes puentes de arco. Los puentes son una de las construcciones más antiguas en la historia de la humanidad. Son de gran importancia ya que permiten comunicar dos puntos geográficos de manera rápida y segura, lo cual trae una cantidad importante de beneficios de manera indirecta que se pueden resumir en cultura, educación, salud, comunicación, trabajo, conectividad, desarrollo, sociabilidad e historia. Hoy los puentes definen nuestras ciudades y dan forma a nuestro paisaje, permitiendo que no seamos prisioneros de la geografía. Los puentes vehiculares son obras de infraestructura muy importantes por la función de comunicar poblaciones y permitir el flujo de bienes de consumo y de producción que determinan el ritmo de desarrollo económico e industrial de una región.

Al igual que otras estructuras, los puentes están expuestos a una gran cantidad de problemas estructurales que deben ser estudiados para evitar que sufran daños a lo largo del tiempo y causar accidentes que pueden costar desde grandes cantidades de dinero hasta pérdida de vidas humanas.

En lo que se refiere al comportamiento de un puente, la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) ha propuesto un conjunto de especificaciones estándares para su diseño. En general, la principal restricción de carga para la cual se diseña la superestructura de puentes carreteros es la carga vehicular. Esta es la razón por la que la AASHTO desarrolló modelos de diseño de vehículos estándar para ser utilizados en el análisis del rendimiento y adecuación de los diseños. Hoy en día, los camiones de diseño H y HS todavía representan la norma básica en los Estados Unidos y los países adheridos a las normas de la AASHTO (Tonias, 1995). En México, es la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) quien establece la normatividad correspondiente, en la cual se definen las especificaciones de peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal en México. A diferencia de la reglamentación americana, la SCT no cuenta con modelos de diseño, por lo que se usan cargas de vehículos reales, aunque se han desarrollado propuestas de modelos para ser utilizados en los análisis estructurales de puentes.

Por otra parte, se ha observado que ciclos de carga y descarga repetidos debilitan a los materiales a lo largo del tiempo, incluso cuando dichas cargas inducidas están considerablemente por debajo de la resistencia estática y del límite elástico del material. La degradación progresiva que aparece en una pieza sometida a fatiga afecta a sus propiedades mecánicas desde un punto de vista estructural, y, por ello, es importante conocer la evolución de la rigidez y de la resistencia residual a lo largo de la vida de la pieza. Después de un número determinado de ciclos, los materiales se encuentran tan débiles que llegan a fallar por la fatiga de los mismos. Sin embargo, también se ha observado que en algunos elementos de acero no se produce la falla aunque se tenga un alto valor del número de ciclos de trabajo de la pieza, aunque trabajan por debajo de un



---

cierto valor de esfuerzo. Esto hace que la fatiga se produzca bajo ciertas condiciones, presentando cierta complejidad de evaluación.

El objetivo último de las teorías y modelos de degradación de los materiales sometidos a cargas cíclicas es obtener una aproximación racional de la vida de un elemento estructural. Todo método de predicción de vida para un material engloba: una observación experimental del proceso de acumulación de la degradación y la definición de una forma de medición del daño; la formulación de un modelo de acumulación de daño en términos de la métrica de daño y la caracterización experimental de los parámetros del modelo utilizando experimentos simples; el desarrollo de un procedimiento de adición de degradación basado en la métrica de daño para predecir la vida bajo cargas de fatiga generales; y la verificación experimental de las predicciones de vida (Majó y Andreu, 2003).

En este trabajo de tesis se hace una breve descripción de los elementos principales que componen un puente, se describen algunos ejemplos de puentes que han fallado por efecto de la fatiga en sus elementos, así también, se hace una introducción al análisis de fatiga con el fin de realizar las evaluaciones y observaciones de acuerdo a los objetivos que se plantean para este trabajo.

## **1.1 Objetivos del trabajo**

El objetivo general es el de evaluar las condiciones de fatiga elásticas en puentes de acero por cargas vehiculares de diseño en México con las normas de la SCT, y comparar la estimación realizada con las cargas típicas de diseño propuestas en el reglamento de la AASHTO aplicable a los Estados Unidos. El estudio y comparación propuestos se realizan en un puente de acero ortotrópico.

A partir de este objetivo general, los objetivos particulares que se plantean son los siguientes:

- Estudiar los procedimientos de evaluación por fatiga y carga móvil en puentes.
- Evaluar el comportamiento de puentes ante cargas vivas típicas de diseño.
- Elaborar un modelo de análisis elástico de puentes tipo ortotrópico de acero.
- Determinar las condiciones de cargas móviles típicas para fatiga (SCT, AASTHO), caracterizando los vehículos de diseño en cada condición.
- Analizar el número de ciclos a la falla en el modelo propuesto y para las cargas consideradas.
- Determinar el número de ciclos probables a la falla por fatiga.
- Indicar recomendaciones para evaluaciones por fatiga en puentes de acero en México.

---

## 1.2 Justificación

La fatiga es la causa de una de las fallas más comunes en las estructuras de acero (Larsson, 2009). Los puentes son estructuras sujetas a cargas repetidas (carga vehicular móvil) durante toda su vida útil, por esta razón es de vital importancia hacer una evaluación de fatiga de los materiales en estas estructuras utilizando la variación de cargas adecuadas, sobre todo en estructuras de acero.

Actualmente y desde hace muchos años, en México se utilizan las normas de la AASHTO para el diseño por fatiga de puentes; esto implica la utilización de las cargas de diseño propuestas en estas normas. Sin embargo, las cargas vehiculares que circulan en los puentes mexicanos distan mucho en peso de las propuestas en la reglamentación de la AASHTO. Además, muchas de las propuestas de diseño de la AASHTO, como la evaluación simplificada de la fatiga, implican los vehículos de diseño tipo de los Estados Unidos.

Por estos motivos, al hacer una revisión del diseño por fatiga de puentes en México, no se toman en cuenta los efectos de los elementos mecánicos reales causados por los vehículos que transitan en este país y que pueden producir un menor número de ciclos a la falla por fatiga de los materiales que el que marca la reglamentación americana. Este trabajo de tesis procura evaluar y comparar la resistencia por fatiga en puentes de acero con cargas típicas de este país y con las cargas estipuladas por la AASHTO.

En México existen puentes ortotrópicos importantes, como lo son el puente Tampico en Tamaulipas y el puente Coatzacoalcos en Veracruz. Los puentes con esta configuración estructural son muy susceptibles al problema de fatiga y por ello, en este trabajo de tesis, se busca determinar el número de ciclos probables a la falla por fatiga utilizando cargas típicas de México en un puente de acero ortotrópico. Para ello se utiliza el programa SAP2000 para crear un modelo con el cual se puedan comparar los resultados de una evaluación por fatiga obtenida de la aplicación de las cargas vehiculares de diseño propuestas en la AASHTO y las cargas de diseño típicas encontradas en las carreteras de México.

Debido a la complejidad de las uniones de soldadura, así como los altos patrones de esfuerzos inducidos por los vehículos pesados, los puentes de acero ortotrópicos son sensibles al daño por fatiga. Además, en los últimos 30 años se ha estudiado intensamente el comportamiento por fatiga de detalles de soldadura típicos en puentes de acero ortotrópicos.

---

### 1.3 Distribución de la tesis

Este trabajo de tesis está constituido por seis partes fundamentales: introducción, antecedentes, marco teórico, descripción del modelo, análisis de fatiga y conclusiones. En la introducción se hace una breve descripción de lo que se trata este trabajo presentando los objetivos así como de la necesidad que justifica el desarrollo del mismo.

En la sección Antecedentes se habla sobre la historia de los puentes, describiendo brevemente cómo han evolucionado las técnicas y los materiales a través del paso del tiempo y de las experiencias adquiridas. También se hace una breve descripción sobre algunos de los elementos más importantes que conforman un puente. De la misma manera se hace un resumen sobre algunos de los puentes más conocidos que han colapsado o que han presentado fallas importantes debido al efecto de la fatiga en sus elementos. Debido a que el modelo creado para este trabajo está basado en el diseño de una sección del puente Tampico, también se hace una breve descripción de dicho puente. Finalmente se habla sobre las cargas vivas y cargas muertas que el modelo debe soportar para alcanzar los objetivos que se presentan.

En el apartado de marco teórico, se establecen las bases del cálculo de vida a fatiga, se explica el proceso de crecimiento de grieta debido a la amplitud de esfuerzos, se hace una descripción del factor de intensidad de esfuerzos y se resumen algunos estudios experimentales en placas corrugadas bajo cargas de fatiga.

En la descripción del modelo se explica detalladamente el modelo utilizado de puente creado en el programa SAP2000 para obtener los esfuerzos que actúan en el puente al aplicarse las cargas diseñadas por la AASHTO, las establecidas en la reglamentación de la SCT y las propuestas por García Soto *et al.* (2010), para el diseño de puentes.

Posteriormente se realiza el análisis por fatiga del puente comparando los resultados obtenidos utilizando cada carga viva vehicular y finalmente se describen las conclusiones a que se llega en este trabajo y se hacen algunas recomendaciones para futuros trabajos.

---

## Capítulo 2. ANTECEDENTES

Un puente es una estructura que salva un obstáculo, sea un río, foso, barranco o vía de comunicación natural o artificial y que permite el paso de peatones, animales o vehículos. Todos los puentes se basan en modelos naturales a los que, conforme al avance de la tecnología, se han incorporado nuevas formas de resolver los mismos problemas. A partir de un tronco derribado sobre un cauce, una piedra desprendida de una ladera o una maraña de lianas y enredaderas tendidas sobre un barranco, se ha montado una ciencia que es parte importante de las aplicaciones de la ingeniería civil: el proyecto y construcción de puentes.

Su proyecto y cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseño que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores. De la misma manera, la ingeniería estructural se encarga de prevenir accidentes relacionados con la falla de los materiales que conforman la estructura de los puentes mediante programas apropiados de inspección y mantenimiento que se han desarrollado gracias al estudio y experiencia obtenidos con referencia a estas estructuras.

En este trabajo se realiza un análisis por fatiga en los elementos de un puente de acero con sistema de piso ortotrópico, tomando como base para el modelo la sección central del puente Tampico, la cual está construida con este sistema de piso. Se dice que el sistema es anisótropo debido a que la rigidez de la costilla es distinta a la rigidez de la viga de piso, lo que hace que la estructura tenga diferentes propiedades en las direcciones longitudinal y transversal. Una descripción del puente Tampico es tratada en la Sección 2.3 con más detalle.

### 2.1 Historia de los puentes en México

La necesidad humana de cruzar pequeños arroyos y ríos fue el comienzo de la historia de los puentes. Hasta el día de hoy la técnica ha pasado desde construir una simple losa hasta grandes puentes colgantes que miden varios kilómetros y que cruzan bahías. Los puentes se han convertido no solo en un elemento muy básico para una sociedad, sino en símbolo de su capacidad tecnológica y económica. Posiblemente el primer puente de la historia fue el tronco de un árbol que el hombre utilizó para conectar las dos orillas de un río, también pudieron ser utilizadas losas de piedra para cruzar arroyos pequeños cuando no contaban con árboles en las cercanías. El arco fue usado por primera vez por el imperio romano para puentes y acueductos, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Los puentes de Alcántara, Mérida, Córdoba o el acueducto de Segovia son solamente algunas muestras del arte e ingeniería romana que ha llegado hasta nuestros días (Puente, 2012).

---

La aparición de nuevos materiales de construcción, principalmente el acero y el concreto, dio paso a nuevos planteamientos en la construcción de puentes. La teoría de estructuras elaboró los modelos de cálculo para la comprobación de los diseños cada vez más atrevidos de los ingenieros como arcos y armaduras para salvar grandes claros. Al desarrollarse la tecnología del acero estructural y del concreto reforzado empezaron a construirse estructuras complejas utilizando estos materiales. Las primeras aplicaciones en concreto reforzado consistía en losas planas de hasta 10 metros como máximo de claro y, posteriormente, losas sobre varias nervaduras de hasta 15 metros de claro. Las primeras aplicaciones de puentes metálicos consistían en armaduras o vigas (laminadas o armadas), inicialmente de hierro, posteriormente de acero al carbono, y más recientemente de acero de alta resistencia. Hoy en día es común ver puentes en donde la superestructura es compuesta por acero estructural y concreto reforzado, muchas veces atirantados o colgantes, lo que ha permitido cubrir mayores claros aprovechando la ventaja de todos los materiales componentes organizados en una geometría óptima.

La SCT fue pionera en México en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales de la construcción y para la implantación de las normas correspondientes. Esto permitió obtener concretos de mayor resistencia y confiabilidad. Lo anterior favoreció la construcción de grandes puentes de concreto reforzado como el arco del puente Belisario Domínguez, el cual vino a sustituir al puente colgante sobre el río Grijalva en Chiapas, en el año de 1954 (Flores Sánchez, 2004).

En 1866 en California se obtuvo una patente del concreto presforzado, pero fue hasta finales de la década de los cuarentas cuando realmente se empezó a desarrollar debido a la gran escasez de acero que presentó Europa para ser reconstruida al finalizar la segunda guerra mundial, es ahí donde la aplicación del concreto presforzado se da por primera vez en los puentes (Concreto Presforzado, 2012). En México, la aplicación de esta nueva tecnología fue relativamente temprana. El puente Zaragoza, sobre el río Santa Catarina en la ciudad de Monterrey, fue el primer puente de concreto presforzado del continente americano, construido en 1953 bajo la dirección de ingenieros mexicanos que idearon un sistema original para el sistema de anclaje de los cables de presfuerzo y comprobaron la validez de sus cálculos con la realización de una prueba de carga sobre una viga de escala natural (Cuellar Jaramillo y Hernández Cruz, 2009).

Otra primicia de la ingeniería mexicana en el continente americano fue la construcción del puente sobre el río Tuxpan, para tener acceso al puerto del mismo nombre, en el estado de Veracruz, al ser la primera obra de este lado del océano Atlántico en utilizar el sistema de dovelas en doble voladizo. El puente tiene claros de 92 metros y es de tipo Gerber con articulaciones metálicas al centro de los claros. El concreto se presforzó con barras de acero redondo y se tuvieron diversos problemas durante la construcción por la falta de experiencia en este sistema de construcción, al grado que para la primera dovela en voladizo se requirieron 45 días en tanto que para las últimas el tiempo se acortó a 10 días (Cuellar Jaramillo y Hernández Cruz, 2009). El puente Antonio Dovalí Jaime, también conocido como Coatzacoalcos II, inaugurado en 1984, es uno de los puentes atirantados más importantes de México. Está constituido principalmente por elementos de concreto reforzado y de concreto presforzado.

---

En lo que se refiere a los puentes de acero estructural, se tiene un avance importante cuando se empieza a aplicar la soldadura en la ejecución de juntas, como lo ocurrido a mediados de la década de los cincuentas que permitió la construcción de estructuras más ligeras. En México, en el puente de Chinipas del ferrocarril Chihuahua-Pacífico, se construyeron uniones remachadas y soldadas en una armadura de tres tramos continuos de paso superior y con un sistema ingenioso de montaje (Flores Sánchez, 2004).

Otro avance en estructuras de acero se tuvo al introducir en ellas un presfuerzo exterior que permite la optimización de la sección transversal, reduciendo el peso propio de la superestructura. El puente de Tuxtepec está constituido por tramos libremente apoyados formados por losas de concreto reforzado sobre trabes de acero soldadas presforzadas.

Especialmente sobresaliente dentro de las estructuras de acero, son el puente Fernando Espinosa y el puente Mariano García Sela, que fueron los primeros que se diseñaron en México con un sistema de piso con placa ortotrópica. Este tipo de estructuras permite una considerable reducción del peso propio ya que la placa de calzada, además de recibir las cargas vivas, trabaja como patín superior de las costillas, de las piezas del puente y de las trabes maestras. El sistema es altamente eficiente y optimiza el empleo del acero. Las conexiones en estos puentes fueron remachadas y las trabes maestras fueron construidas por segmentos en voladizo y soldadas en el sistema de piso ortotrópico (Cuellar Jaramillo y Hernández Cruz, 2009). El puente Tampico forma parte de los puentes con sistema de piso ortotrópico, los cuales tienden a tener problemas en sus elementos y uniones debido al efecto de fatiga lo cual, como nos muestra la historia de varios puentes en todo el mundo, puede conducir al colapso del puente antes de cumplir con su vida de diseño.

## **2.2 Terminología y nomenclatura en ingeniería de puentes**

Como se determinó antes, un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

Tal como es el caso de cualquier profesión, la ingeniería de puentes posee su propio lenguaje único, el cual primero debe ser del conocimiento del diseñador para crear una base uniforme de discusión.

La Figura 2.1, muestra una estructura que carga una calzada en un paso a desnivel sobre otro camino. Esta estructura en particular consiste en un solo claro. Se define como claro al segmento del puente localizado entre dos apoyos.

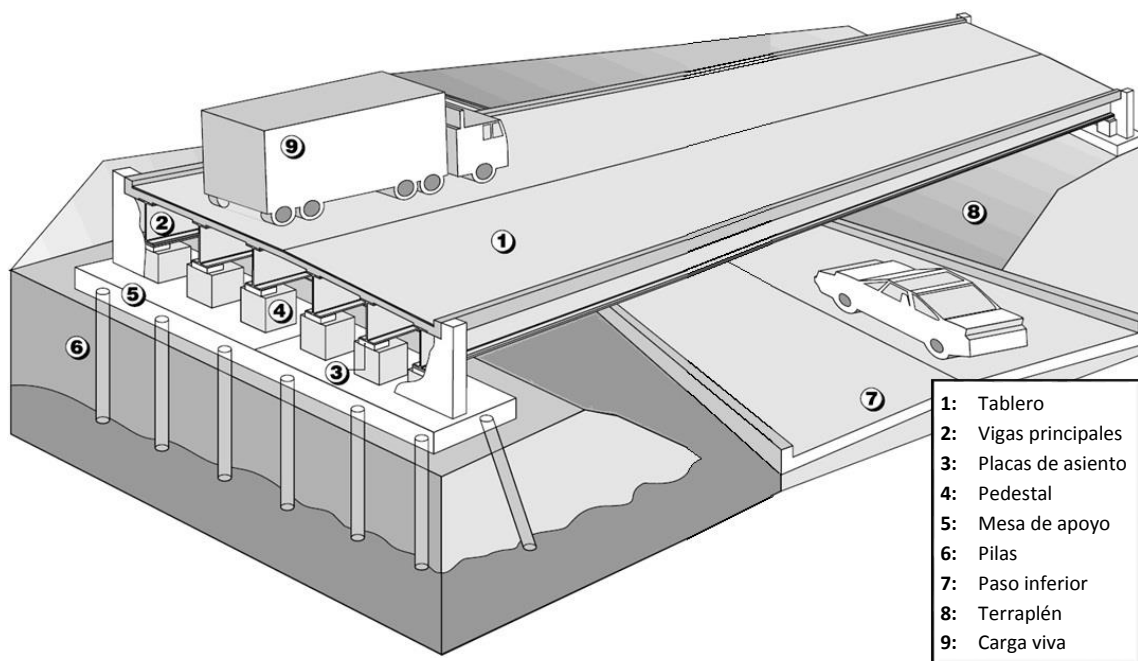


Figura 2.1.- Puente típico de un sólo claro y sus principales componentes (Tonias, 1995)

A continuación se describen brevemente algunos de los términos utilizados a lo largo de este trabajo, agrupados en dos partes fundamentales en que se dividen los puentes que son la superestructura y la subestructura; y una tercera parte de términos misceláneos. Al término de esta sección, se estará provisto con un léxico comprensible sobre la ingeniería de puentes que funcionará como diccionario para este trabajo.

## 2.2.1 Superestructura

La superestructura comprende todos los componentes de un puente sobre los apoyos. En la Figura 2.2 se muestra una superestructura típica. Los componentes básicos de la superestructura son los siguientes:

- **Superficie de rodamiento.** La superficie de rodamiento es la porción de la sección transversal de la cubierta que resiste el tráfico. En algunos casos, ésta es una capa hecha de material bituminoso<sup>1</sup>, mientras que en otros casos forma parte integral de la cubierta de concreto.

<sup>1</sup> El betún o bitumen es una mezcla de líquidos orgánicos altamente viscosa, negra, pegajosa, completamente soluble en disulfuro de carbono y compuesta principalmente por hidrocarburos aromáticos policíclicos. El betún se usa primordialmente para pavimentar carreteras y calles, en forma de hormigón asfáltico.

- **Tablero.** El tablero es la extensión física de la calzada que atraviesa el obstáculo que se pretende salvar con el puente. En un puente ortotrópico, la cubierta es una placa rígida de acero. La función principal de la cubierta es distribuir las cargas transversalmente a lo largo de la sección transversal del puente. La cubierta puede estar apoyada sobre o formar parte de una armadura u otro sistema estructural para distribuir las cargas longitudinalmente a lo largo del puente.

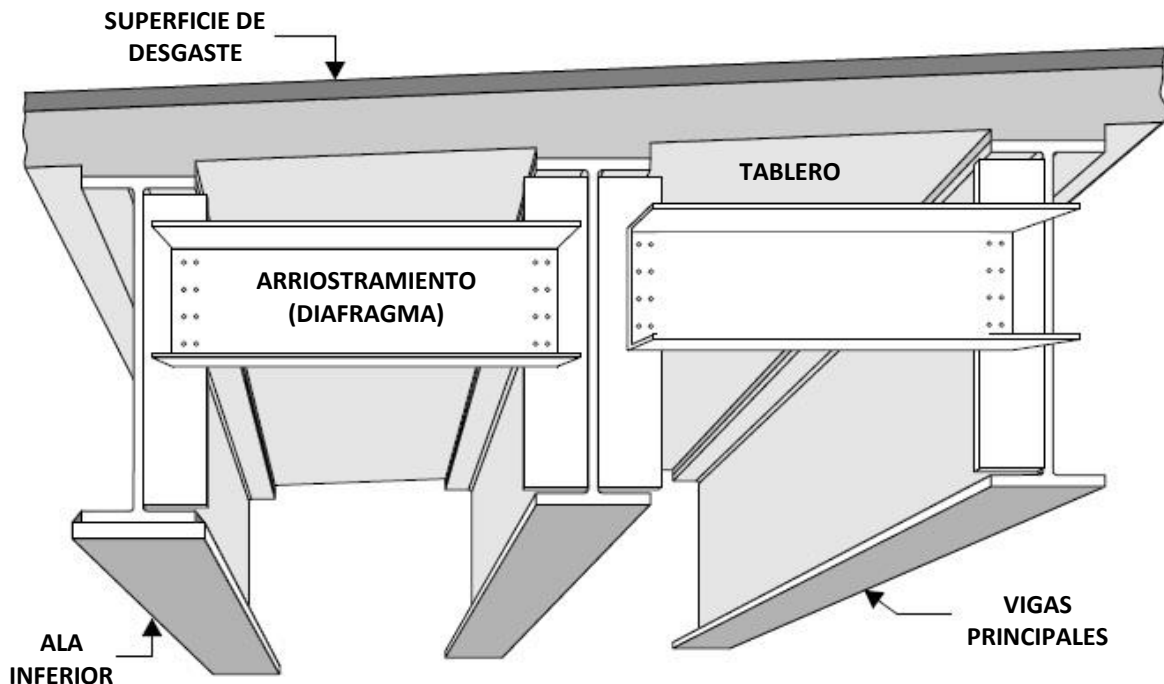


Figura 2.2.- Componentes principales de una superestructura de losa sobre vigas (Tonias, 1995)

- **Vigas principales.** También llamados miembros primarios, su función radica en distribuir la carga longitudinalmente y en general se diseñan para resistir cortante y flexión principalmente. En la Figura 2.2 los miembros primarios consisten en vigas laminadas de ala ancha. En algunos casos los miembros primarios externos tienen una mayor profundidad y pueden tener una placa de cubierta soldada en su base para soportar mayores cargas.

La superestructura del puente también puede tener la forma de un cajón (rectangular o trapezoidal). Los puentes en forma de cajón pueden estar contruidos de acero o concreto presforzado y son utilizados en situaciones donde se requieren largos claros y en puentes con curvas horizontales.



- 
- **Arriostramientos.** Los arriostramientos, también llamados miembros secundarios o diafragmas, sujetan a los miembros primarios entre sí, están diseñados para soportar deformaciones en la sección transversal de la superestructura y ayudan a distribuir parte de la carga vertical entre las vigas principales.

También son utilizados para la estabilidad de la estructura durante su construcción. En la Figura 2.2 se puede tener una vista detallada de la superestructura de un puente que utiliza un diafragma tipo canal entre las vigas principales. Los canales se encuentran atornillados a las placas de conexión de acero, las cuales a su vez están soldadas a las vigas de ala ancha (Tonias, 1995).

### 2.2.2 Subestructura

La subestructura consiste en todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y el desnivel de la calzada. En la Figura 2.1 los elementos que forman a la subestructura serían los marcados con los números del 3 al 6, que se describen a continuación:

- **Estribos.** Los estribos se encuentran situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen al puente. En ocasiones pueden ser reemplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor. En la Figura 2.1 los estribos son muros de contención de tipo cantiléver. Estos elementos deben resistir todo tipo de esfuerzos, por lo que se suelen construir de concreto armado y tener formas diversas.
- **Pilas.** Las pilas son elementos que soportan a la superestructura en puntos intermedios entre los apoyos extremos (estribos). Debido a que la estructura que se muestra en la Figura 2.1 consta de un solo claro, lógicamente no requiere de pilares. Al igual que los estribos, las pilas pueden tener distintas formas. Desde un punto de vista estético, los pilares son uno de los componentes más visibles de un puente carretero y puede hacer la diferencia entre una estructura agradable a la vista y una no atractiva.
- **Apoyos.** Generalmente son placas con un sistema mecánico que transmite las cargas horizontales y verticales de la superestructura hacia la subestructura y que acomodan los movimientos entre estas dos.
- **Pedestales.** Un pedestal es una columna corta sobre un estribo o un pilar y bajo una placa de asiento, el cual soporta a una viga principal directamente. En la Figura 2.1 en el estribo de la izquierda, la viga de ala ancha se encuentra unida a un apoyo, el cual a su vez está unido al pedestal. Normalmente los pedestales se diseñan con alturas distintas para obtener la elevación de rasante del apoyo.

- 
- **Mesa de apoyo.** Al igual que el apoyo transmite las cargas de la superestructura hacia la subestructura, así también la mesa de apoyo del estribo y las pilas transmite las cargas de la subestructura al subsuelo o a los pilotes.
  - **Pilotes.** Cuando el suelo que se encuentra bajo la mesa de apoyo no es capaz de proporcionar un soporte adecuado (en términos de capacidad de carga, estabilidad global o asentamiento), el apoyo se obtiene mediante el uso de pilotes que se extienden desde la mesa de apoyo hasta una capa más resistente del suelo (Tonias, 1995).

### 2.2.3 Términos misceláneos.

A continuación se describen algunas de las expresiones y términos más básicos que se usan en este trabajo:

- **Acero corten.** Es un tipo de acero realizado con una composición química que hace que su oxidación tenga unas características particulares que protegen la pieza realizada con este material frente a la corrosión atmosférica, sin perder prácticamente sus características mecánicas.
- **Carga muerta.** Las cargas permanentes que se colocan sobre una estructura antes de que la losa de concreto se endurezca son llamadas *cargas muertas*. Por ejemplo, en un puente de losa sobre vigas, las vigas, el diafragma, las placas de conexión y la misma losa de concreto se consideran como cargas muertas.
- **Carga viva.** Las cargas temporales colocadas sobre la estructura, tales como vehículos, viento, peatones, etc., son llamadas *cargas vivas*. En la Figura 2.1 el camión que viaja sobre la estructura (Elemento 9), representa la carga viva sobre el puente (Tonias, 1995). Como se verá posteriormente, los vehículos utilizados para calcular las cargas vivas no son copias de los modelos de un tráiler que se observa en la carretera sino más bien vehículos de diseño hipotéticos desarrollados por AASHTO (Estados Unidos), o bien por estudios realizados para representar este tipo de cargas a partir de los vehículos que transitan en México.

## 2.3 Problemas de fatiga en puentes

A lo largo de la historia se han presentado múltiples daños en puentes en todo el mundo dentro de los cuales, un efecto que ha sido poco estudiado es el de fatiga. Aunque estas fallas localizadas son extensas, en Estados Unidos y México sólo unos cuantos puentes han colapsado

---

como resultado de fracturas de fatiga en el acero. En la Tabla 2.1 se enlistan algunos puentes de varios países que han colapsado o presentado problemas por fatiga en sus elementos. Por ejemplo, la caída del puente Wootton, en Inglaterra, que ocurrió el 11 de junio de 1861, bajo el peso de un tren de bienes. El tren había pasado por el puente a salvo esa mañana con una carga llena de carbón e iba de regreso a Kenilworth con los vagones vacíos a las 7:00 AM. La locomotora de 30 toneladas atravesó la cubierta del puente hasta caer a la carretera que pasaba debajo.

De acuerdo con el reporte de Henry Whatley Tyler del *Railway Inspectorate*, cinco vigas de hierro fundido que soportaban la base del puente de madera se habían fracturado cerca de sus centros causando el accidente. Particularmente, una de ellas había sido remendada pocos años antes y se piensa que la falla había comenzado ahí. Se habían colocado ángulos de hierro a lo largo de la viga para soportar una grieta en los patines y se habían atornillado al hierro fundido. Lejos de rigidizar la viga, en realidad se debilitó (Wootton bridge collapse, 2012).

En retrospectiva, es probable que las grietas en las vigas hayan crecido hasta un tamaño crítico durante el primer paso del tren cargado, el cual dio lugar al colapso durante el regreso del tren vacío (Wootton bridge collapse, 2012). En la Figura 2.3 se muestra una fotografía del puente justo después del colapso del mismo.



Figura 2.3.- Fotografía del puente Wootton tras su colapso (Wootton bridge collapse, 2012).

**Tabla 2.1.- Lista de puentes con fallas relacionadas con fatiga de elementos estructurales.**

<b>PUENTE</b>	<b>UBICACIÓN</b>	<b>FECHA</b>	<b>TIPO, USO DEL PUENTE</b>	<b>RAZÓN</b>	<b>DAÑO</b>
<b>Puente de Wootton</b>	Wootton, Inglaterra.	11 de junio de 1860	Puente ferroviario de hierro fundido.	Agrietamiento y falla de vigas de hierro fundido.	Daño total hasta la base.
<b>Puente de Ashtabula</b>	Ashtabula, Ohio, Estados Unidos.	29 de diciembre de 1876	Puente de armaduras de hierro forjado.	Posible falla por fatiga en elementos de hierro fundido.	Daño total del puente.
<b>Puente Ferroviario Tay</b>	Dundee, Escocia.	28 de diciembre de 1879	Puente de viga continua, marco de hierro forjado en columnas de hierro fundido, puente ferroviario.	Diseño de la construcción y mantenimiento defectuosos, deterioro estructural y carga del viento superior al estimado.	Puente inutilizable, vigas parcialmente reutilizables, daño del tren.
<b>Puente de Inverlythan</b>	Aberdeenshire, Escocia.	27 de noviembre de 1882	Puente ferroviario con vigas de hierro fundido.	Defectos escondidos en hierro fundido causaron el colapso durante el paso del tren.	Reconstrucción del puente.
<b>Puente Bussey</b>	Boston, Estados Unidos.	14 de marzo de 1887	Puente ferroviario de acero.	Fatiga de ganchos de hierro debido al cruce de varios trenes a lo largo del tiempo.	Reconstrucción del puente.
<b>Puente de Kansas Avenue</b>	Topeka, Kansas, Estados Unidos.	2 de julio de 1965	Puente para tráfico entre el centro y el norte de Topeka.	Deterioro estructural.	Colapso de un solo claro.
<b>Puente Silver</b>	Ohio, Estados Unidos.	15 de diciembre de 1967.	Puente colgante de cadenas. Puente vehicular.	Falla y corrosión del material.	Puente y 37 vehículos destruidos.
<b>Puente del río Mianus</b>	Greenwich, Connecticut, Estados Unidos.	28 de junio de 1983	Interestatal 95 sobre el río Mianus.	Corrosión y fatiga de metal/Mantenimiento diferido.	30 metros del extremo norte cayeron en el río Mianus.
<b>Puente Sgt. Aubrey Cosens VC Memorial</b>	Latchford, Ontario, Canadá.	14 de enero de 2003		Falla parcial bajo carga de camión de transporte durante temperaturas muy bajas. Fracturas por fatiga de tres varillas de suspensión de acero.	Falla parcial de la cubierta del puente. Superestructura superior en buen estado.
<b>Puente I-35</b>	Minneapolis, Estados Unidos.	1° de agosto de 2007	Puente para tráfico sobre el río Mississippi.	Grietas por fatiga en elementos del puente que se propagaron rápidamente hasta causar el colapso del puente en hora pico.	Daño total del puente.



---

El colapso del puente Ashtabula, conocido como el desastre del puente Ashtabula, fue el descarrilamiento causado por la falla del puente sobre el río Ashtabula, aproximadamente a 300 metros de la estación en Ashtabula, Ohio, en Estados Unidos. Alrededor de las 7:30 PM un tren se encontraba pasando sobre el puente cuando éste se vino abajo, de 159 pasajeros y tripulantes, 64 fueron lesionados y 98 muertos, de los cuales 48 quedaron irreconocibles. Días después de testificar en el *State Legislature Committee*, el ingeniero a cargo de dicho puente, Charles Collins, fue encontrado muerto en su dormitorio debido a una herida de bala en la cabeza. Se pensó que se había suicidado al ser parcialmente responsable de la tragedia. Sin embargo, un reporte policiaco de la época sugiere que la herida no fue autoinfligida. Documentos descubiertos en 2001 y análisis en el cráneo de Collins sugieren que, en efecto, Collins había sido asesinado (Delatte *et al.*, 2007).

La causa del colapso del puente es atribuido a la fatiga de algunas piezas de hierro fundido que se utilizaban para unir las barras de hierro forjado de la armadura. Muchas de estas piezas estaban mal hechas y necesitaban cuñas de metal en su lugar para mantener las barras en su lugar. La causa específica del colapso fue una grieta de fatiga que se originó en un pequeño agujero de aire y que creció bajo el efecto de repetidos esfuerzos a lo largo de 11 años. La resistencia de aquel componente del puente se redujo debido al clima frío y el peso del tren causó la formación de una grieta frágil que a su vez causó la caída del puente (Gasparini, 1993).

Otro ejemplo es el accidente ferroviario de Inverythan, Escocia que ocurrió cuando una viga defectuosa del puente colapsó el 27 de noviembre de 1882. De acuerdo con el reporte técnico (Inverythan rail accident, 2012), una grieta vertical simple con una superficie recién fracturada y viejas marcas de óxido se distinguían fácilmente al lado de la articulación central, que se extendían desde el patín inferior hasta la parte superior de la viga. En la Figura 2.4 se presenta una ilustración del accidente de Inverythan.

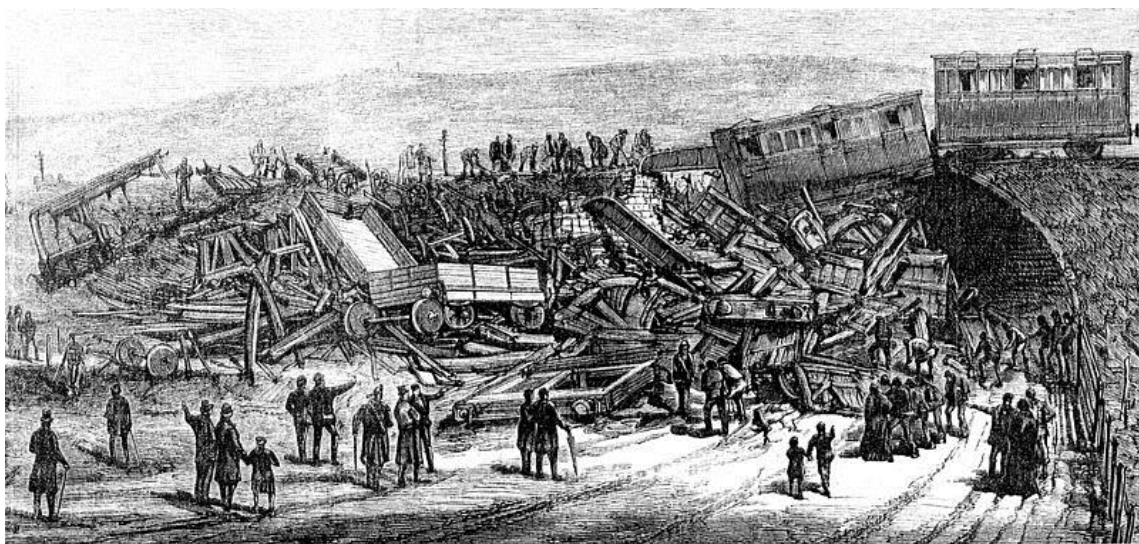


Figura 2.4.- Ilustración gráfica del accidente ferroviario de Inverythan (Inverythan rail accident, 2012).

---

Se consideró que la falla no podía ser detectada por una inspección de rutina, por lo tanto no se culpó a los responsables de la inspección del puente; sin embargo, esta conclusión resultó ser muy alarmante, ya que, si una viga, la cual teóricamente cuenta con una resistencia suficiente y que ha estado en uso constante por 25 años, nunca ha presentado signos de debilidad o falla externa y se desploma súbitamente debido a un defecto que debió haber existido desde que se encuentra en uso y estuvo latente desde entonces. En su momento se comentó que sería muy difícil saber qué pasos deberían seguirse para evitar accidentes parecidos (Inverythan rail accident, 2012). Esto ocurre frecuentemente cuando se trata de daños por fatiga, ya que las grietas pueden no ser visibles hasta llegar a ser de un tamaño crítico.

El accidente del puente Silver, registrado como el primer colapso de puente donde se usó el término de fatiga (Lonaker, 2006) Construido en 1928 y llamado “Silver Bridge” por el nombre en inglés del color aluminio de su pintura, conectaba a Point Pleasant, Virginia Occidental con Kanauga, Ohio. Era un puente colgante cuya cadena de suspensión estaba formada por la unión de una serie de barras de acero. El 15 de diciembre de 1967, el tráfico de la hora pico junto con el tráfico de las compras navideñas ocupaban completamente el claro principal del puente, cuando repentinamente se escuchó un crujido fuerte y una de las pilas principales comenzó a torcerse y caer. En menos de un minuto, los tres claros del puente cayeron sobre el río Ohio que estaba congelado, trayendo consigo a todos los carros, camiones y personas, dejando al puente como se ve en la Figura 2.5. Hubo cuarenta y seis muertes y muchos más heridos (Lonaker, 2006).



Figura 2.5.- Fotografía del colapso del puente Silver sobre el río Ohio (Lonaker, 2006).

---

Una característica única de este puente era que las barras que formaban la cadena de suspensión también eran parte de la cuerda superior de las armaduras de refuerzo y sólo se usaba una barra por punto de suspensión. Este diseño resultaba en una construcción eficiente de bajo costo y cargas ligeras, pero dependía de la alta resistencia a esfuerzos del acero de las barras de suspensión. En la Figura 2.6 se muestra una fotografía de un modelo hecho a escala del puente Silver. El puente Silver requería solamente de la mitad del esfuerzo último de las barras para soportar al puente totalmente cargado (Fields, 2009).



**Figura 2.6.- Modelo a escala del puente Silver, exhibido en el museo NIST (Fields, 2009).**

La falla del puente fue producida debido a que se rompió uno de los eslabones que unían las barras de suspensión (Figura 2.7). La naturaleza de la fractura, la cual consistió de un plano de fractura frágil de un lado y una falla articulada totalmente flexible en el otro, indica que el eslabón de la barra falló bajo cargas de servicio normales (Fields, 2009).



**Figura 2.7.- Fractura del eslabón que causó la caída del puente Silver (Fields, 2009).**

---

Visualmente, las dos fracturas en los lados opuestos del eslabón roto eran muy distintas como se observa en la Figura 2.8. De un lado la fractura era recta, indicando que se trató de una fractura frágil menor a la carga normal de servicio y causada por una imperfección (lado izquierdo de la Figura 2.8). No había un adelgazamiento o flexión asociada a esta parte de la fractura (se rompió de forma frágil como un pedazo de vidrio), y no mostró un alargamiento o flexión que habría ocurrido si el acero se hubiera tensado hasta su resistencia última.

En el otro lado del elemento (lado derecho de la Figura 2.8), se desarrolló una articulación plástica de flexión que indicaba un esfuerzo superior a la resistencia última. Esto debió haber ocurrido después de la fractura frágil del otro lado, desplazando toda la carga a un solo lado del eslabón, duplicando el esfuerzo y resultando en una visible deformación antes de colapsar. En conclusión, la fractura fue causada por el desarrollo de una grieta de tamaño crítico durante los 40 años de vida de la estructura como resultado de la acción conjunta de la corrosión y la fatiga. El agrietamiento por corrosión es la formación de una grieta frágil en un material sano a través de la acción simultánea de un esfuerzo de tensión y un ambiente corrosivo. La falla por fatiga se puede ver incrementada en un ambiente corrosivo.



**Figura 2.8.- Fotografía del eslabón que falló causando el colapso del puente Silver (Fields, 2009).**

De acuerdo con el reporte de la *National Transportation Safety Board* (Collapse of U.S. 35 highway bridge, 1967), las causas que contribuyeron al colapso del puente Silver son:

1. En 1927, cuando se diseñó el puente, no se sabía que los fenómenos de corrosión y fatiga ocurrían en los materiales de puente usados bajo condiciones de exposición que se encuentran normalmente en las zonas rurales.
2. La localización de la imperfección era inaccesible para una inspección visual.



- 
3. La imperfección no podía ser detectada mediante ningún método de inspección hoy conocidos en el estado del arte sin el desensamble de la unión del eslabón.

El colapso de este puente provocó una gran necesidad de poner atención en el estado de puentes más viejos, lo cual condujo a protocolos de inspección intensivos y numerosas sustituciones eventuales (Silver bridge, 2012).

Otro accidente considerado como resultado del efecto de fatiga, fue el ocurrido en el puente que pasaba sobre el río Mianus, en Estados Unidos, que colapsó el 28 de junio de 1983 matando a tres personas cuando dos carros y dos camiones con remolque cayeron 21 metros junto con el puente sobre el río Mianus (Mianus river bridge, 2012). Las bajas en este accidente fueron pocas porque el desastre ocurrió a la 1:30 AM, cuando había poco tráfico siendo una carretera muy utilizada.

El colapso fue causado por la falla de dos dispositivos de ensamble gancho-pasador (o junta de expansión), que permiten el desplazamiento por expansión y rotación, como el que se muestra en la fotografía de la Figura 2.9, y que sostenían la cubierta en su lugar desde la parte exterior del puente (Mianus river bridge, 2012). El gancho en la parte interna de la junta de expansión de la esquina sureste fue forzado por el pasador que lo sostenía y la carga fue desplazada hacia el único pasador restante de la unión. El problema fue causado por la formación de óxido en el rodamiento del pasador, ejerciendo una fuerza sobre el gancho que estaba más allá de los límites de diseño. La carga adicional sobre el pasador comenzó una grieta de fatiga en una esquina del pasador. Cuando falló catastróficamente, la cubierta fue apoyada en tan solo tres esquinas. Cuando dos camiones de gran tonelaje y un coche entraron en la sección, la junta restante falló y la cubierta cayó al río (Mianus river bridge, 2012).



Figura 2.9.- Junta de expansión (Ryan *et al.*, 2006).

---

Este incidente causó que se acusara de contar con recursos de inspección inadecuados al estado de Connecticut. Cuando ocurrió el desastre, el estado solamente contaba con 12 ingenieros, trabajando en parejas, asignados para inspeccionar 3,425 puentes. El colapso se produjo pese a los procedimientos de inspección en todo el país que se habían formulado a partir del derrumbe del puente Silver en diciembre de 1967.

Más recientemente, en Latchford, una pequeña ciudad canadiense en la provincia de Ontario, en 2003 ocurrió el colapso parcial de un puente llamado Sgt. Aubrey Cosens VC Memorial, construido en 1986 y llamado así para honrar al soldado Sergeant Aubrey Cosens quien recibió la Cruz de la Victoria a título póstumo por su valentía en la batalla con los alemanes en la Segunda Guerra Mundial. La plataforma del puente estaba soportada por un sistema de largueros y vigas de piso.

Durante el periodo previo a la falla del puente Sgt. Aubrey Cosens, no se hallaron indicaciones de ningún problema o mal funcionamiento observado por el personal de inspección. El puente cumplió su propósito por muchos años y probablemente esto hizo creer que la estructura podría ser desatendida debido a su diseño, es decir, sin necesidad de hacer ningún procedimiento de mantenimiento extra y sin embargo, contar con la garantía que el desempeño de dicho diseño seguiría trabajando efectivamente.

De acuerdo con el reporte del Ministro de Transporte, la falla de este puente fue causada por una falla de fractura en tres ganchos de rodamiento de acero en la parte noroeste del puente, el cual provocó que la esquina noroeste de la cubierta del puente cayera aproximadamente dos metros. Dicho reporte también presenta una serie de recomendaciones para el diseño del ministerio y prácticas de inspección para prevenir fallas futuras de este tipo.

La exposición de los puentes a cargas móviles y la susceptibilidad de los materiales a fallar por cargas repetidas, hace que estas estructuras sean vulnerables por fatiga. Por lo tanto, es importante profundizar en su estudio para una mejor evaluación en el momento de diseñar la estructura. Además, las normas de diseño que se utilizan en México trabajan con cargas móviles muy diferentes a las que circulan por los puentes, lo que refuerza la necesidad de este estudio.

## **2.4 Puente Tampico**

El puente Tampico es un claro ejemplo del uso del acero en puentes. Es considerado una obra moderna, orgullo de la ingeniería civil, construido por la empresa constructora más grande de Latinoamérica: Ingenieros Civiles Asociados (ICA). Inaugurado el 17 de octubre de 1987, este puente se localiza en la ciudad de Tampico, en el estado de Tamaulipas. Conecta con el norte de Veracruz por medio de Pueblo Viejo. Esta obra de ingeniería ganó en 1988 el *Premio Internacional Puente de Alcántara*, sobre 36 obras similares construidas en España y Portugal (SCT, 1992).

---

En la fotografía mostrada en la Figura 2.10 se observa que el puente Tampico es un puente atirantado, su longitud total es de 1,543 metros y tiene 18 metros de ancho, divididos en cuatro carriles y un camellón central. La carretera tiene 55 metros de altura sobre el nivel del río Pánuco y permite el paso de grandes buques hacia el puerto de Tampico ya que su claro central mide 360 metros. Sus dos torres alcanzan los 110 metros de altura. Además, posee dos pasos peatonales y desde él se obtiene una vista extraordinaria del río Pánuco y de buena parte del sur de la Zona Metropolitana de Tampico.



**Figura 2.10.- Fotografía del puente Tampico.**

El puente se diseñó para un paso de cuatro líneas de vehículos con peso total por vehículo de 78 toneladas. Simultáneamente, bajo el puente pueden navegar embarcaciones de gran calado y hasta 50 metros de altura en los mástiles. Otro efecto de carga que soporta la estructura es la acción de los vientos de hasta de 250 kilómetros por hora (SCT, 1992).

La longitud total del puente está compuesta por tres partes: una principal de tipo atirantado y dos viaductos de acceso. La primera es de 878 metros, formada por un tramo central de 360 metros, el cual está formado por tres secciones de 70 metros y una de 49 metros a cada lado. El viaducto de la margen izquierda es de 476 metros, formado por cuatro secciones de 63 metros y cuatro de 56 metros; el de la margen derecha mide 189 metros y consta de tres secciones de 63 metros cada uno.

La subestructura está compuesta por 21 elementos de apoyo, dos caballetes extremos y 19 pilas, todos de concreto reforzado. Las pilas son huecas de sección rectangular de 2.40 por 6.40 metros, con espesor de 40 centímetros en sus paredes para las correspondientes a los viaductos, y de 50 centímetros para las del tramo principal. Las pilas que sirven de apoyo al tramo central, son de sección variable. Como se muestra en la Figura 2.11, en el arranque son rectangulares y están divididas en tres cuerpos: uno central vertical y dos laterales inclinados, unidos por medio de un elemento horizontal a 48 metros de altura, en el que queda contenida la sección de la superestructura (SCT, 1992).

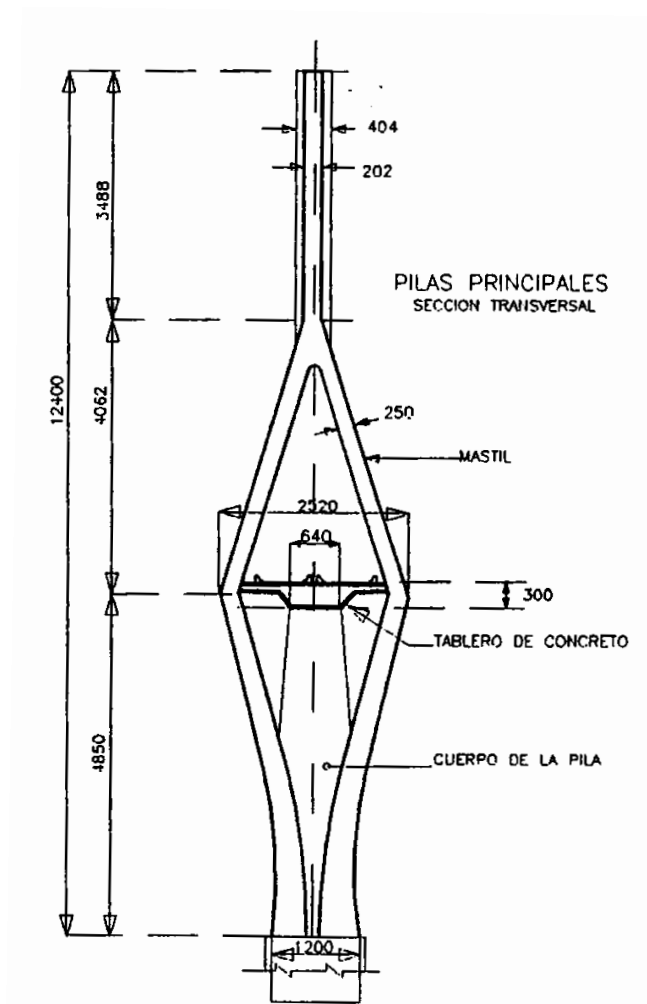


Figura 2.11.- Vista de la sección transversal de las pilas transversales del puente Tampico (SCT, 1992).

El conjunto de las columnas y el mástil es denominado “pilón”, el cual, por sus características geométricas, es una “Y” invertida. La altura del pilón es de 119 metros, por lo tanto, tomando en cuenta la longitud del elemento de cimentación, la altura total resulta de 185 metros, lo cual equivale a más de tres veces la que alcanzan las torres de la catedral de la ciudad de México.

El atirantamiento del tramo principal es axial, dispuesto en forma de medio abanico, tal y como se muestra en la Figura 2.12 (cuyas unidades se encuentran en centímetros). Está formado por 44 cables de longitud variable, desde 58 hasta 206 metros. Los cables están constituidos por torones galvanizados; su diámetro nominal es de 160 milímetros y su área efectiva es de 150 milímetros cuadrados. Los cables están fijados al mástil en uno de sus extremos mediante un sistema de anclaje pasivo y, por el otro extremo, al tablero de la superestructura mediante un anclaje activo que permite poner en tensión cada uno, tanto durante el proceso de la construcción como durante la operación para verificarlos y ajustarlos en caso de ser necesario (SCT, 1992).

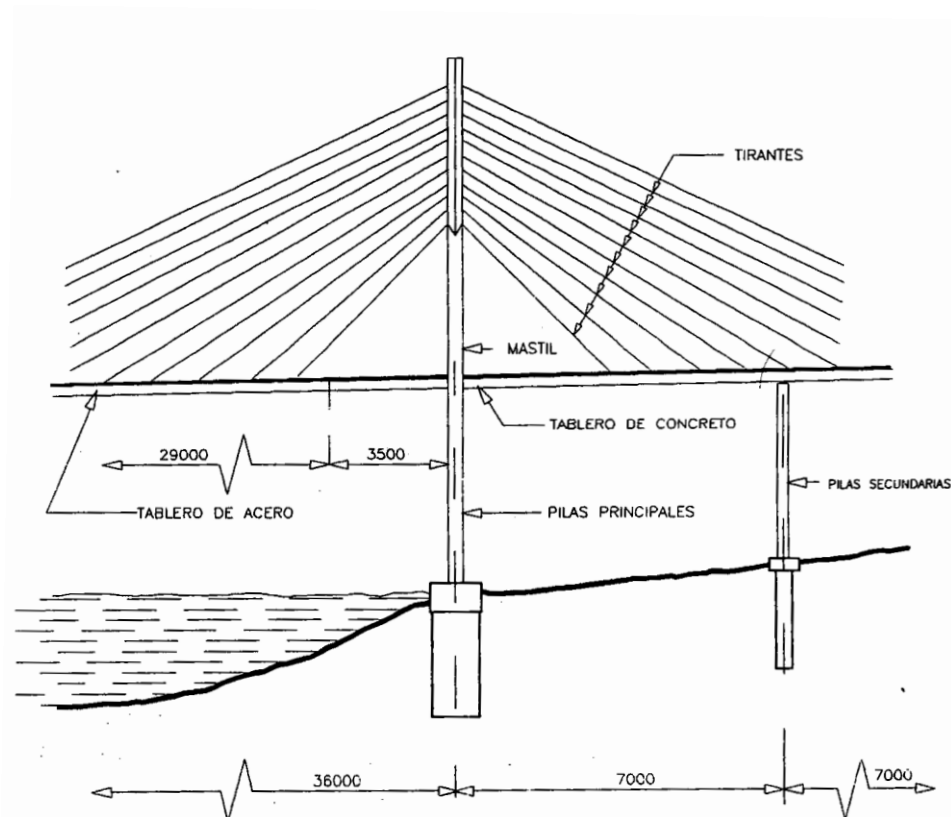


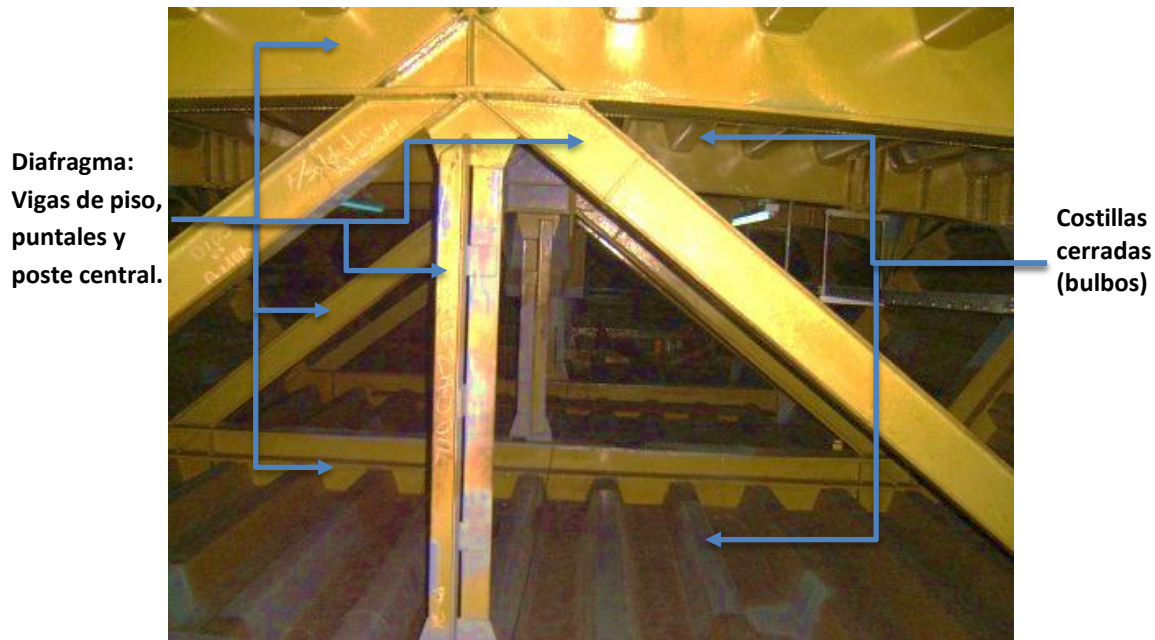
Figura 2.12.- Vista lateral del puente Tampico (SCT, 1992).

La superestructura de este puente es una sección cajón de concreto presforzado, a excepción de los 293.50 metros centrales del tramo central, el cual es metálico de tipo ortotrópico. El ancho total de 18.10 metros permite alojar dos calzadas de siete metros para la circulación de cuatro líneas de tránsito, dos en cada dirección.

En la Sección 2.2.1 se explicó que la superestructura de un puente está compuesta por miembros primarios y secundarios. Como ya se mencionó, el tramo central del puente Tampico, que se encuentra entre las dos torres principales, consiste en una superestructura de acero y cuyos miembros primarios son de sección cajón y de tipo ortotrópico. Este tipo de diseño ofrece una estética agradable, aunque costosa, donde la flexión y la torsión son las solicitaciones principales.



Una de las tipologías típicas de los puentes de acero, es aquella con sistema de piso ortotrópico, la cual es una placa de acero con refuerzos unidos por debajo de ella. La placa es reforzada en dos direcciones: longitudinal y transversalmente. Se utilizan sistemas de costilla abierta o cerrada en forma longitudinal al puente para rigidizar la placa de la superficie (Tonias, 1995). En la Figura 2.13 se muestra una fotografía del interior de la sección del puente Tampico donde se puede apreciar el uso del refuerzo longitudinal a base de un sistema de costillas cerradas (también llamados bulbos).



**Figura 2.13.- Fotografía del interior del puente Tampico (Gómez, 2012)**

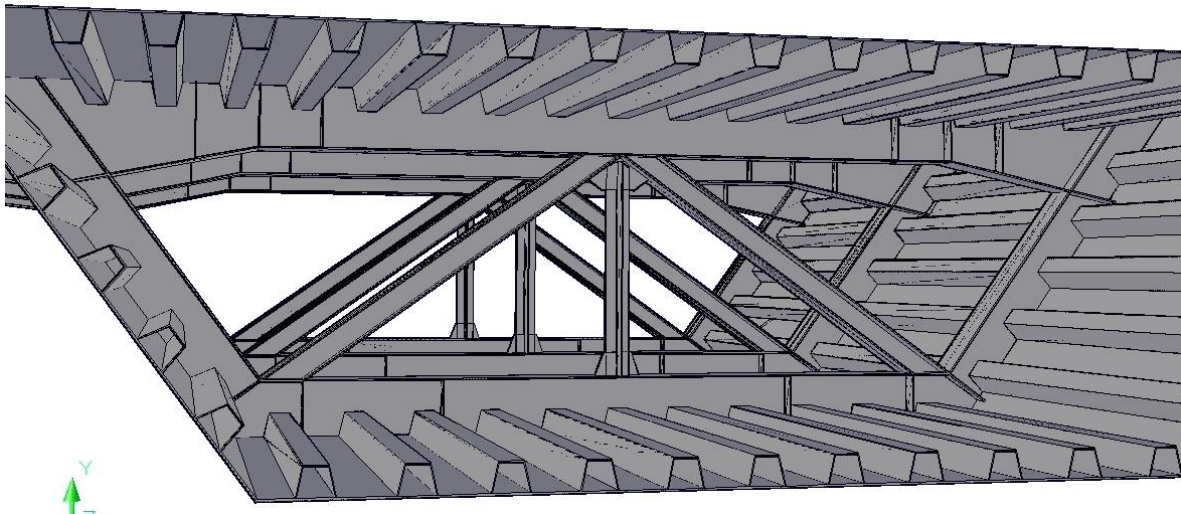
Un tablero ortotrópico actúa como el borde superior de los elementos primarios y comparado con los tableros de concreto, proporciona menor carga muerta en la superestructura. Debido a esta reducción del peso, un puente ortotrópico es capaz de soportar grandes cargas, lo cual viene a ser una gran ventaja en puentes de grandes claros, ya que la carga muerta representa gran parte del momento debido a la flexión (Tonias, 1995). Los miembros secundarios o diafragma que, como se mencionó en la Sección 2.2.1, sirven para proporcionar rigidez en la sección transversal, están formados por vigas de piso, dos vigas inclinadas de sección “I” (puntales), y un poste en el centro de la sección (ver Figura 2.13).

En la Figura 2.14 se muestra un plano de la sección transversal del segmento ortotrópico del puente Tampico, con las dimensiones generales y los espesores de cada uno de los elementos que lo componen. Se observa que la longitud en la parte superior del tablero es de 18.1 metros y de 6.42 metros en la base, teniendo una altura de casi 3 metros.



---

Los miembros primarios son constantes a lo largo de todo el puente, a diferencia de los miembros secundarios que solamente se encuentran a cada 4 metros entre sí. Para tener una mejor percepción de la superestructura de este puente, en la Figura 2.16 se muestra un modelo creado en AutoCad del interior de la sección cajón, donde se pueden observar los elementos primarios y secundarios.



**Figura 2.16.-** Perspectiva del interior del puente Tampico obtenida de un modelo creado en AutoCad.

Resumiendo, las principales características geométricas definitivas del puente son las siguientes:

- Longitud total: 1,543 metros.
- Longitud del claro central atirantado: 360 metros.
- Longitud con sección transversal de acero tipo ortotrópico: 293.50 metros.
- Ancho total: 18.10 metros.
- Número de carriles de circulación que aloja: 4.
- Altura promedio de las pilas: 119 metros.
- Número total de tirantes: 44.
- Dimensiones de las pilas: 2.40 × 6.40 metros.



---

A partir del diseño de este puente se crea un modelo en el programa de elementos finitos SAP2000 para obtener los datos necesarios para realizar un análisis de fatiga.

## **2.5 Cargas**

### **2.5.1 Carga muerta**

El efecto de la carga muerta se calcula automáticamente en el programa de cómputo SAP2000 considerando los pesos volumétricos de los materiales utilizados. Para el diseño del puente estudiado, se adoptó que todo acero estructural empleado en el puente, incluyendo elementos de la sección cajón, los bulbos y los diafragmas, es A572 grado 60. Debido a que el modelo que se realiza está basado en el diseño del claro central de acero del puente Tampico, solamente se toman en cuenta las siguientes propiedades de dicho acero estructural:

$$F_y = 415 \text{ MPa}$$

$$E = 196.20 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\text{Peso volumétrico} = 77 \text{ kN/m}^3$$

### **2.5.2 Carga viva**

El término carga viva se refiere a una carga variable por el movimiento del camión o cargas móviles a lo largo de un claro. En el caso de edificaciones, las cargas que producen las personas y el mobiliario son la principal fuente de cargas vivas. En puentes carreteros, la principal fuente de carga viva es debida al paso de vehículos.

En general, la carga vehicular es la principal restricción de carga por la que están diseñadas las superestructuras de los puentes carreteros. Dada la gran variedad de camiones en uso, hubo la necesidad de desarrollar un conjunto estándar de cargas de diseño causadas por el tránsito de camiones. Esta necesidad llevó a que la AASHTO desarrollara tipos de camiones de diseño ficticios, para su uso al modelar el comportamiento y adecuación de diseños de puentes (García *et al.*, 2010).

En 1944, la AASHTO desarrolló un conjunto de clases de camiones hipotéticos, llamados camiones de clase H y HS. Estos vehículos de diseño fueron creados con dos y tres ejes, respectivamente, fijados a determinadas distancias. En 1975, el gobierno federal de los Estados Unidos actualizó el peso bruto permitido para camiones, de 326 a 356 kilonewtons, esto significó que el camión permitido era más pesado que el vehículo más pesado de diseño. Algunos estados

---

optaron por actualizar la propuesta del AASHTO de 1944, cambiando los vehículos de diseño a como son definidos en el código de diseño actual (Tonias, 1995).

Se ha comprobado que el modelo que se especifica en el actual reglamento de la AASHTO no es aplicable al caso de la República Mexicana porque con él se obtienen elementos mecánicos para diseño muy inferiores a los que ocasionan los vehículos de carga más pesados que transitan en las carreteras mexicanas. Esto ha creado la necesidad de desarrollar un modelo de cargas vivas sustentado en las evidencias empíricas contenidas en una colección de datos sobre pesos y dimensiones de vehículos de carga como el realizado por García Soto *et al.* (2010).

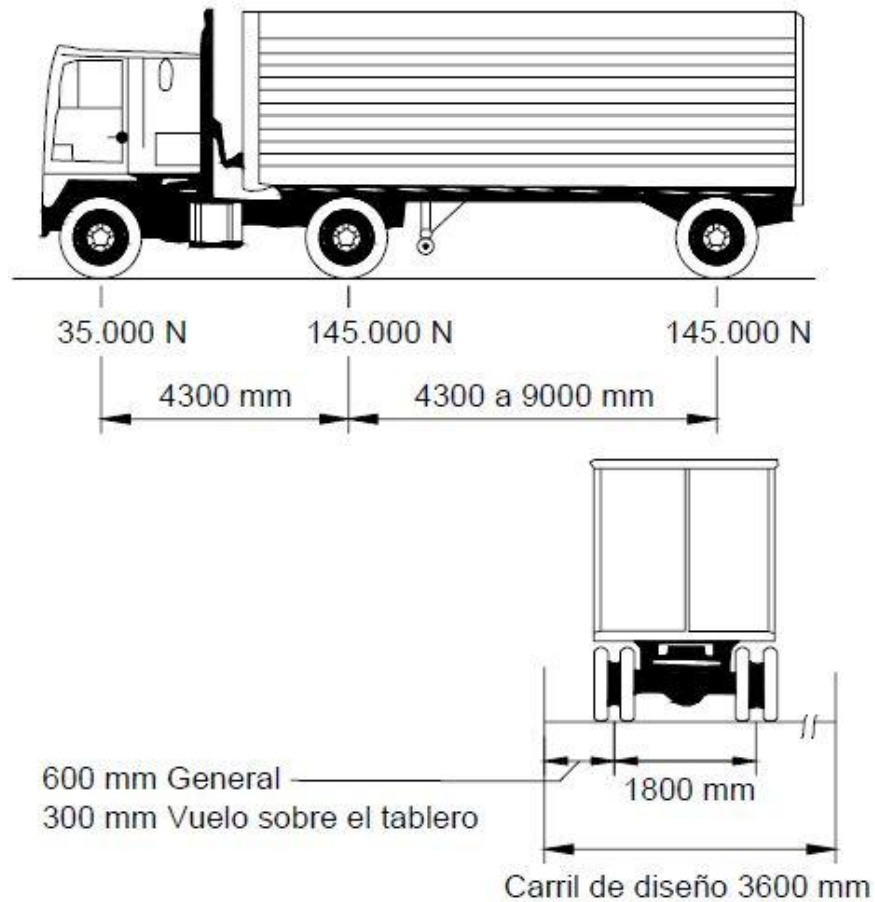
Con el fin de cumplir con los objetivos de esta tesis de hacer una evaluación por fatiga elástica es necesario definir la carga viva que sustenta el puente ortotrópico tipo que se ha seleccionado. Así, en los análisis se utilizan el camión de diseño HS20-44 descrito por las AASHTO LRFD (2007) para fatiga, también se utiliza un camión de diseño que representa las cargas de los vehículos que transitan en México actualmente definido por García Soto *et al.*, así como el vehículo más pesado que transita en las autopistas mexicanas: el camión T3-S2-R4; de los cuales se habla más a detalle en el siguiente apartado.

### **2.5.3 Modelos de diseño**

El empleo de los modelos de cargas vivas y sus correspondientes factores de carga establecidos en los reglamentos, tienen el doble propósito de simplificar el diseño al mismo tiempo que se alcanza un nivel de confiabilidad preestablecido (García Soto *et al.*, 2010). El desarrollo de vehículos de diseño virtuales y la calibración de los factores de carga viva empleando aforos vehiculares y registros de vehículos en movimiento se ilustran en los trabajos de Nowak (1993) y de Kulicki *et al.* (2007), para las AASHTO LRFD, y por Rascón (2004), para la normatividad mexicana de puentes.

El reglamento AASHTO (2007), en la sección 3.6 hace una descripción del camión de diseño. En dicho apartado, se indica que el peso y los espacios entre los ejes de las llantas deben ser como se especifica en la Figura 2.17, donde se muestra el camión de diseño HS20-44.

Este camión de diseño tiene un peso total de 325 kN. La separación entre los dos ejes de 145 kN varía entre 4.30 y 9.0 metros para producir las solicitaciones extremas. De acuerdo con la sección 6 de la AASHTO, la cual habla sobre el análisis de fatiga en puentes carreteros, se indica que debe utilizarse una distancia constante de 9.0 metros entre los dos ejes traseros (AASHTO, 2007).



**Figura 2.17.- Camión de diseño HS-44 propuesto por la AASHTO (2007)**

En cuanto a la reglamentación de México, la SCT establece una clasificación de las carreteras con seis tipos de caminos (ET, A, B, C, D, y E), cuyas características técnicas están en función del tránsito diario promedio anual (TDPA), de la siguiente manera:

Tipo ET: Con TDPA mayor a 5,000 vehículos

Tipo A: Con TDPA de 3,000 a 5,000 vehículos

Tipo B: Con TDPA de 1,500 a 3,000 vehículos

Tipo C: Con TDPA de 500 a 1,500 vehículos

Tipo D: Con TDPA de 100 a 500 vehículos

Tipo E: Con TDPA menor de 100 vehículos

Tabla 2.2.- Peso bruto vehicular máximo autorizado por clase de vehículo y camino (SCT, 2008).

VEHÍCULO O CONFIGURACIÓN VEHICULAR	NÚM. EJES	NÚM. LLANTAS	PESO BRUTO VEHICULAR (kN)			
			ET y A	B	C	D
B2	2	6	210.92	186.39	166.77	156.96
B3	3	8	240.35	225.63	196.20	181.49
B3	3	10	264.87	245.25	220.73	206.01
B4	4	10	171.68	161.87	142.25	127.53
C2	2	6	210.92	186.39	166.77	156.96
C3	3	8	240.35	225.63	196.20	181.49
C3	3	10	367.88	348.26	NA	NA
C2-R2	4	14	436.55	412.02	NA	NA
C3-R2	5	18	505.22	465.98	NA	NA
C3-R3	6	22	436.55	402.21	NA	NA
C2-R3	5	18	269.78	255.06	220.73	NA
T2-S1	3	10	338.45	309.02	274.68	NA
T2-S2	4	14	407.12	372.78	328.64	NA
T3-S2	5	18	470.88	446.36	392.40	NA
T3-S3	6	22	402.21	382.59	338.45	NA
T2-S3	5	18	338.45	318.83	274.68	NA
T3-S1	4	14	465.98	441.45	NA	NA
T2-S1-R2	5	18	534.65	495.41	NA	NA
T2-S1-R3	6	22	534.65	495.41	NA	NA
T2-S2-R2	6	22	534.65	505.22	NA	NA
T3-S1-R2	6	22	593.51	564.08	NA	NA
T3-S1-R3	7	26	593.51	564.08	NA	NA
T3-S2-R2	7	26	652.37	652.37	NA	NA
T3-S2-R4	9	34	618.03	613.13	NA	NA
T3-S2-R3	8	30	588.60	588.60	NA	NA
T3-S3-S2	8	30	505.22	456.17	NA	NA
T2-S2-S2	6	22	573.89	519.93	NA	NA
T3-S2-S2	7	26	210.92	186.39	166.77	156.96

NA = No Autorizado

Las especificaciones de los vehículos que transitan en las carreteras y autopistas de México, las cuales incluye longitud máxima, distancia entre ejes, peso bruto máximo permitido por eje, entre otra, se encuentran descritas en las normas de la SCT (2008), donde también se establece que el peso bruto máximo autorizado para cada vehículo o configuración vehicular, según el tipo de camino en que transitan, es el indicado en la Tabla 2.2, considerando la suma de pesos por eje y la fórmula puente siguiente:

$$PBV = 870 \left( \frac{DE \cdot N}{N - 1} + (3.66 \cdot N) + 11 \right)$$

Ec. 2.1

En donde:

$PBV$  = Peso Bruto Vehicular en kilogramos.

$DE$  = Distancia entre ejes extremos (medida del centro del eje delantero, al centro del último eje del vehículo o configuración vehicular).

$N$  = Número de ejes.

En lo que concierne al camión de diseño que representa la carga viva para puentes en México, las actuales normas mexicanas para el diseño de puentes vehiculares (SCT, 2001), que son aplicables a puentes con claros superiores a 6 metros, recomienda dos vehículos de diseño mostrados en la Figura 2.18, uno de 3 ejes empleado para claros mayores a 30 metros y uno de 6 ejes para claros menores a 30 metros. El vehículo recomendado en las normas mexicanas fue desarrollado por Rascón (2004) con base en aforos vehiculares en 1993 y 1996 en México. Considero que los elementos mecánicos producidos por el camión de diseño, multiplicados por el factor de carga viva, son aproximadamente iguales a los elementos mecánicos asociados a un periodo de retorno de 50 años derivados de los obtenidos para los vehículos aforados.

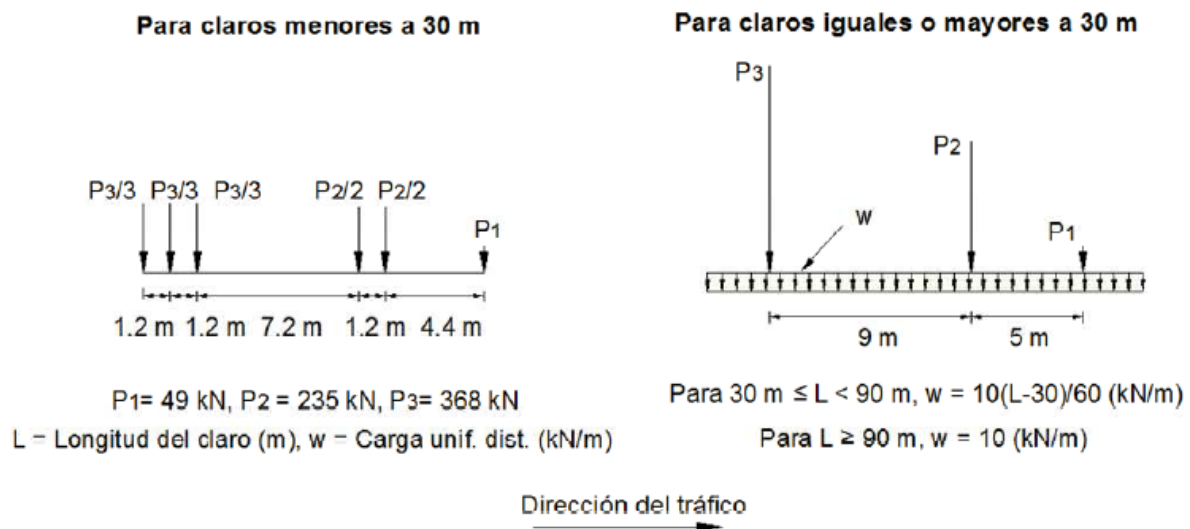


Figura 2.18.- Modelo de cargas vivas en las normas mexicanas (SCT, 2001)

---

De acuerdo con el trabajo de García Soto *et al.* (2010), la propuesta de estas cargas hecha por Rascón no cuenta con una calibración para un nivel de confiabilidad preestablecido para el factor de carga viva adoptado, es por ello que desarrolló un nuevo modelo más sencillo que puede ser utilizado en la normatividad. Para el desarrollo de dicho modelo de cargas vivas se recabó información del tránsito vehicular en varias estaciones durante el periodo enero-marzo de 2009 (García Soto *et al.*, 2010). La base de datos que se estableció con la información recolectada, incluye el peso de los vehículos, peso de ejes individuales, distancias entre ejes, distancias entre vehículos para cada carril, tipo de vehículo y velocidad. En dicha base de datos se puede contar con una gran variedad de configuraciones vehiculares, incluyendo camiones que pueden causar elementos mecánicos significativos para claros cortos y medianos (Rascón, 2004), como el T3-S3, el cual es un camión de seis ejes, y el T3-S2-R4, que cuenta con nueve ejes, ambos mostrados en la Figura 2.19.



**Figura 2.19.- Vehículos que circulan en las autopistas mexicanas (arriba un T3-S2-R4, abajo un T3-S3), (García Soto *et al.*, 2010)**

Información más reciente acerca de los vehículos que transitan en las carreteras mexicanas se puede encontrar a partir de un conteo de tránsito durante todo el año 2011 en la red de estaciones permanentes, la cual cuenta con 5,879 estaciones de aforo instaladas con clasificación vehicular en períodos de siete días, distribuidos en toda la red carretera nacional pavimentada (SCT, 2012). En dicho trabajo se advierte la necesidad de incluir una sobrecarga en el diseño de los puentes ya que hay una gran cantidad de camiones de 9 ejes (como el T3-S2-R4), transitando en los estados de Oaxaca, Colima, Durango, Veracruz, Michoacán, Coahuila, Chihuahua, Querétaro y Tlaxcala.

Por otra parte, un estudio de la SCT (2001), muestra la necesidad de incluir una sobrecarga en el diseño de los puentes. En la Figura 2.21 se presenta, para los camiones T3-S2-R4 de 9 ejes, los pesos que fueron medidos en carreteras mexicanas, las cuales se identifican como sigue:

- MEX-001 Situada en la Península de Baja California
- MEX-002 Situada en la frontera Norte de México

---

MEX-015 Situada en la costa del Pacífico  
MEX-040 Mazatlán – Reynosa  
MEX-045 México – Cd. Juárez  
MEX-057 México – Piedras Negras  
MEX-080 Guadalajara – San Luis Potosí  
MEX-085 Tampico – Nuevo Laredo  
MEX-150 México – Veracruz  
MEX-180 Situada en la costa Sur del Golfo de México  
MEX-190 Oaxaca – Istmo de Tehuantepec

La manera en que se representan las variables en la gráfica de la Figura 2.21 es por medio de una caja con barbas en los extremos superior e inferior. La caja central cubre el 50% de todos los valores de los datos, entre el primer y el tercer cuartiles. Las barbas se extienden hacia los extremos (valores mínimos y máximos), mientras que la línea central de la caja es la mediana. Los valores extraordinarios se representan como puntos separados ya que las barbas se extienden solamente hacia aquellos puntos que están dentro de un rango de 1.5 veces el rango intercuartil (SCT, 2001). Todo lo anterior se puede resumir como se muestra en la Figura 2.20.

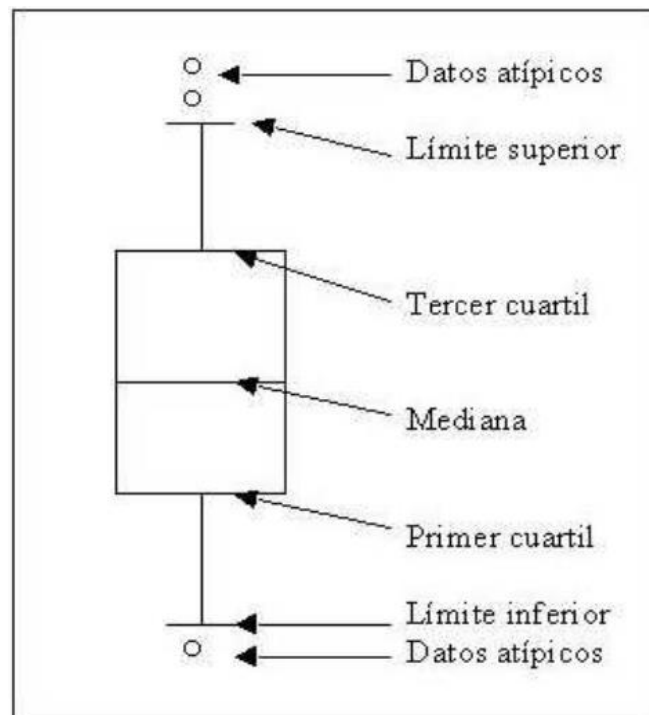


Figura 2.20.- Ejemplo de diagrama para representar los datos de la Figura 2.21 (SCT, 2001)

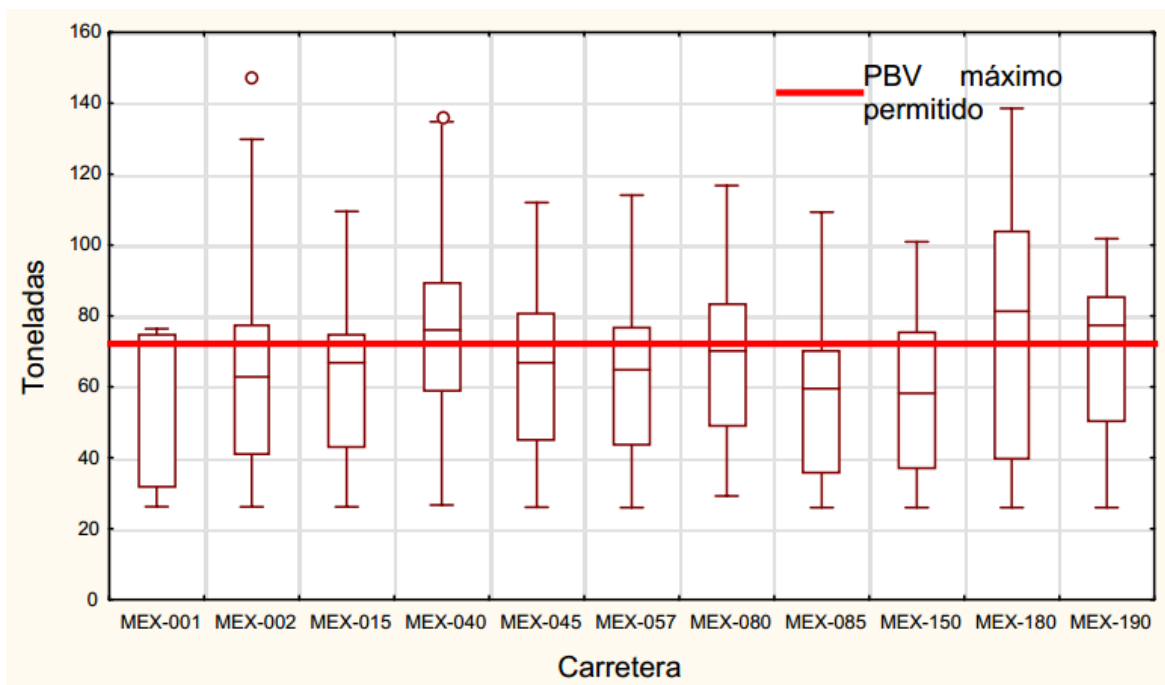


Figura 2.21.- Pesos brutos vehiculares en vehículos T3-S2-R4 cargados, identificados como sobrecargados (SCT, 2001).

Los diagramas de la Figura 2.21 permiten observar que en casi todas las configuraciones, al menos el 25% de los vehículos encuestados se encontró sobrecargado. En cuanto a las carreteras, se registraron los casos de vehículos más sobrecargados en la MEX-180, MEX-040 y MEX-080. La línea que limita los pesos brutos vehiculares máximos permitidos se ubica en las 77.5 toneladas (760.28 kN). Debe notarse que si para esta configuración se hubiese utilizado el límite de 66.5 toneladas (652.37 kN), (peso máximo permitido originalmente en la norma oficial sobre el peso y dimensiones máximas), el resultado sería que para todas las carreteras al menos la mitad de los vehículos cargados estarían excedidos en peso bruto vehicular. Los datos estadísticos muestran que para los camiones excedidos en las carreteras nacionales, el peso máximo llega hasta 121.6 toneladas (1,192.90 kN) y el peso promedio se encuentra entre 81.20 y 97.60 toneladas (796.57 y 958.24 kN, respectivamente).

El modelo de cargas para el camión T3-S2-R4 de 760.28 kN de peso bruto es el que se observa en la Figura 2.22, donde se puede apreciar la distancia entre los ejes y el peso que causa cada uno sobre el puente.

De la misma manera, tomando como referencia el máximo valor promedio del peso de los camiones excedidos, en la Figura 2.23 se muestra el modelo que representa al camión T3-S2-R4 de 9 ejes con un peso bruto de 958.24 kN.



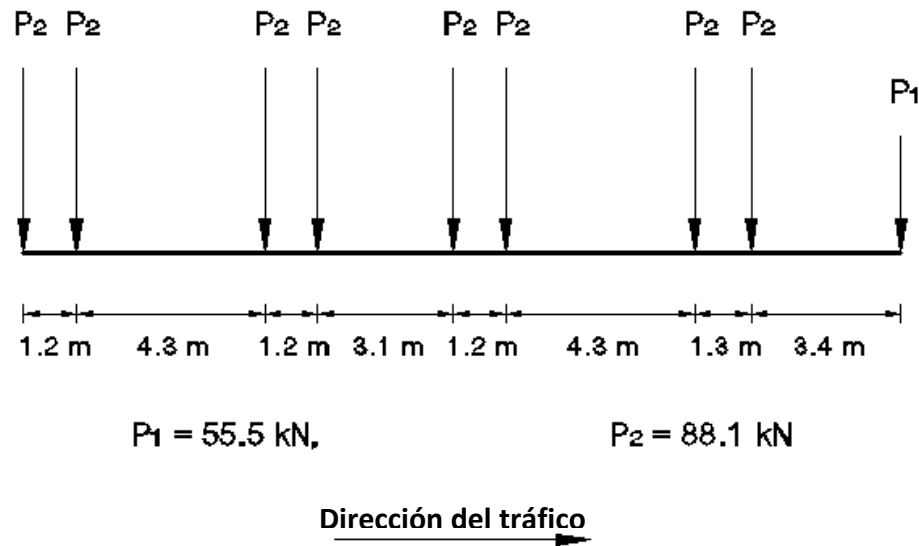


Figura 2.22.- Modelo de cargas caracterizado para el camión T3-S2-R4 con un peso bruto de 760.28 kN.

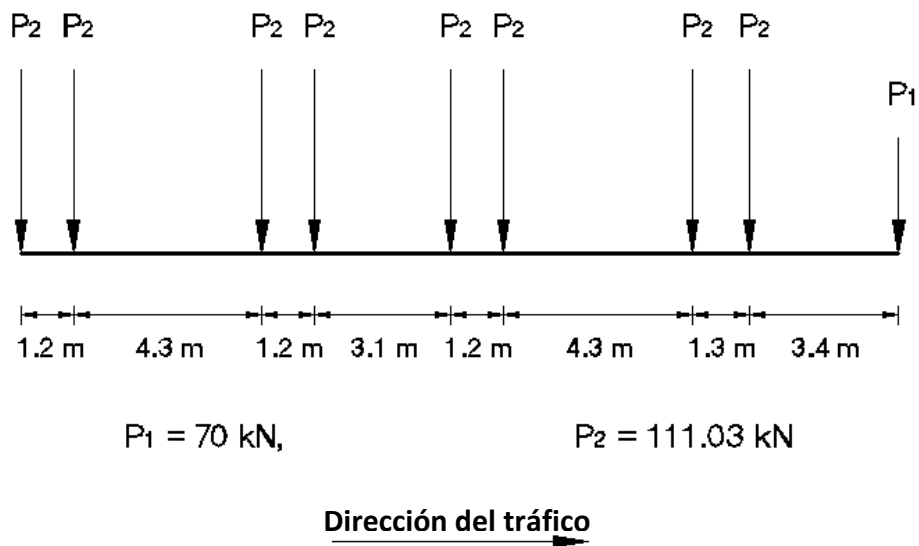
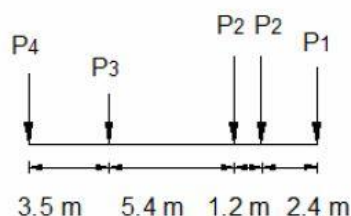


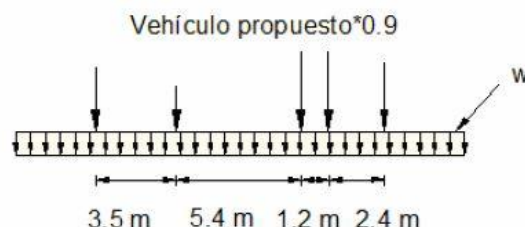
Figura 2.23 Modelo de cargas caracterizado para el camión T3-S2-R4 con un peso bruto de 958.24 kN.

El modelo de cargas vivas desarrollado por García Soto *et al.* (2010), consta de un vehículo virtual nominal y de una carga uniformemente distribuida como se indica en la Figura 2.24. La carga viva debida al vehículo se representa mediante un vehículo de diseño de 5 ejes; mientras que la carga uniformemente distribuida se emplea en conjunto con el vehículo de diseño con peso reducido. El peso total del vehículo nominal de diseño se seleccionó igual a 647 kN para claros menores de 6 metros, valor muy cercano al máximo peso vehicular bruto especificado en la normatividad mexicana; y de 757.23 kN para claros mayores.

**Vehículo nominal propuesto**



**Vehículo más carga unif. dist. propuestos**



$P_1 = 132 \text{ kN}$ ,  $P_2 = 152 \text{ kN}$ ,  $P_3 = 88 \text{ kN}$ ,  $P_4 = 123 \text{ kN}$  Para  $6 \text{ m} \leq L < 80 \text{ m}$ ,  $w = 14(L-6)/74 \text{ (kN/m)}$   
 $L = \text{Longitud del claro (m)}$ ,  $w = \text{Carga unif. dist. (kN/m)}$  Para  $L \geq 80 \text{ m}$ ,  $w = 14 \text{ (kN/m)}$

Dirección del tráfico

**Figura 2.24.- Modelo de cargas vivas nominales propuesto por García Soto *et al.* (2010)**

En lo que se refiere a la aplicación de las cargas en puentes, la reglamentación de la AASHTO utiliza un método de diseño basado en la probabilidad. La filosofía es tener una probabilidad constante relativa de falla estructural para todas las estructuras y elementos durante su vida de diseño sin importar su tipo, geometría, materiales o método constructivo (Tonias, 1995). La medida de seguridad de cualquier miembro estructural está en función de la variabilidad de las cargas y la resistencia. A mayor variación de una carga, más alto debe ser el factor (por ejemplo, el factor de carga viva debe ser mayor al de carga muerta). En la Tabla 2.3 muestran los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño para puentes de acuerdo con la reglamentación de la AASHTO (2007).

**Tabla 2.3.- Combinaciones de cargas y factores de carga (AASHTO, 2007).**

Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	TU											
			WA	WS	WL	FR	CR	TG	SE	EQ	IC	CT	CV	
Estado límite	SH													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_P$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	$\gamma_P$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	$\gamma_P$	1.35	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_P$ 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	$\gamma_P$	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_P$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_P$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	
FATIGA – Sólo LL, IM v CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

---

Las siguientes designaciones de carga son utilizadas en la Tabla 2.3 para las combinaciones de carga del AASHTO:

**Cargas permanentes:**

DD = Fricción negativa (downdrag)

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = Empuje horizontal del suelo

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

ES = Sobrecarga de suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

**Cargas transitorias**

BR = Fuerza de frenado de los vehículos.

CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = Fluencia lenta.

CT = Fuerza de colisión de un vehículo.

CV = Fuerza de colisión de una embarcación.

EQ = Sismo.

FR = Fricción.

IC = Carga de hielo.

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Sobrecarga vehicular.

LS = Sobrecarga viva.

PL = Sobrecarga peatonal.

SE = Asentamiento.

SH = Contracción.

TG = Gradiente de temperatura.

TU = Temperatura uniforme.

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = Viento sobre la sobrecarga.

WS = Viento sobre la estructura.

La combinación de cargas de fatiga y fractura se refiere a la carga viva vehicular gravitacional y a las respuestas dinámicas. El factor de 0.75 refleja un nivel de carga que representa la mayoría de la población de camiones. Debe notarse que se utiliza un solo camión de diseño para la combinación de carga por fatiga (Tonias, 1995).

---

Para este trabajo la carga viva utilizada para hacer las evaluaciones por fatiga son las que se muestran en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4.- Cargas vivas utilizadas en este trabajo para el análisis de fatiga.

REGLAMENTACIÓN	CAMIÓN	PESO BRUTO	No. DE EJES	FIGURA
AASHTO (2007)	HS-44	325.00 kN	3	Figura 2.17
SCT (2001), promedio de los camiones excedidos.	T3-S2-R4	958.24 kN	9	Figura 2.23
Propuesta por García Soto <i>et al.</i> (2010)	S/N	647 kN	5	Figura 2.24

---

## Capítulo 3. FATIGA. MARCO TEÓRICO

Los estudios estructurales lineales y no lineales calculan la respuesta de una estructura sujeta a un entorno específico de cargas y restricciones. En estos cálculos, los resultados de esfuerzos y deformaciones son los que determinan la seguridad de una estructura; si los esfuerzos y deformaciones están por debajo de un cierto nivel admisible, se puede concluir que la estructura es segura en ese entorno de solicitaciones, independientemente de cuántas veces se aplique la carga.

En realidad, el mayor número de fallas en condiciones de servicio de los puentes son debidas a la fatiga, y relativamente pocas a problemas estáticos. La fatiga puede definirse como el proceso de acumulación de daño, agrietamiento y fractura de un cuerpo sometido a cargas fluctuantes, variables o cíclicas (González Velázquez, 2004). La fatiga de los materiales es un tema de gran importancia práctica debido a que gran parte de los fallos de los componentes y estructuras utilizados en ingeniería son producidos por fatiga. Esto ocurre ya que la carga máxima requerida para producir el fallo por fatiga es mucho menor que la carga de rotura estática. Muchos componentes y estructuras en servicio están sometidos a cargas variables, y si bien los esfuerzos promedios son a menudo bajos, las concentraciones locales de esfuerzos, que no reducen mucho la resistencia estática, pueden producir el fallo por fatiga. También puede definirse a la fatiga como el fallo debido a cargas repetitivas que incluyen la iniciación y propagación de una grieta o conjunto de grietas hasta el fallo final por fractura (Fuchs *et al.*, 2001). Citando a Muciño y Coyoli (2009): *“la fatiga es la ruptura de un material sujeto a esfuerzos cíclicos bajos, menores a la resistencia estática máxima a la fractura. Es producida por el reacomodo atómico y molecular causado por deformación plástica”*. En esencia, se trata de un proceso cíclico de carga y descarga que genera esfuerzos internos dentro del material. Éste, al verse cargado y descargado en múltiples ocasiones, genera microgrietas que pueden ir creciendo hasta conducir a una deformación, que puede convertirse incluso en fractura y provocar el colapso de una estructura. En el mismo tenor de ideas, Modarres *et al.* (1999), afirman que la causa principal de la fatiga es la fluctuación de las cargas que actúan sobre la estructura, situación que conduce al agrietamiento, a la deformación y a la fractura. Los mismos autores describieron que la fatiga es un fenómeno progresivo de falla que inicia y se propaga a través de las grietas.

Por uso común, la palabra *fatiga* se refiere al comportamiento de materiales bajo la acción de esfuerzos o deformaciones repetidas, a diferencia de su comportamiento bajo esfuerzos o deformaciones monotónicos o estáticos. La definición de fatiga como se establece actualmente por la ASTM (2000), indica:

Es el proceso de cambio estructural *progresivo, localizado y permanente* que ocurre en un material sujeto a condiciones que producen esfuerzos o deformaciones *fluctuantes* en un punto o puntos y que pueden concluir en *grietas* o fractura completa después de un número suficiente de fluctuaciones.

---

Se han utilizado *itálicas* para hacer énfasis en cuatro palabras clave. La palabra *progresivo* implica que el proceso de fatiga ocurre en un período de tiempo o utilidad. Una falla por fatiga a menudo es muy repentina, sin advertencias obvias; sin embargo, el mecanismo involucrado puede haber estado operando desde que se comenzó a utilizar el componente o la estructura. La palabra *localizado* implica que el proceso de fatiga trabaja en áreas locales y no a través de la totalidad del componente o la estructura. Estas áreas locales pueden tener grandes valores de esfuerzos o deformaciones debidas la transferencia de cargas externas, cambios abruptos en la geometría, diferenciales de temperatura, esfuerzos residuales e imperfecciones del material. La palabra *permanente* implica que una vez que se han dado cambios estructurales debido a la fatiga, el proceso es irreversible. La palabra *fluctuante* implica que el proceso de fatiga involucra esfuerzos y deformaciones que son de naturaleza cíclica y requiere más que una carga sostenida. Sin embargo, la magnitud y la amplitud de los esfuerzos y deformaciones fluctuantes deben exceder ciertos límites del material para que el proceso de fatiga llegue a ser crítico.

La evolución de la fatiga, de acuerdo con Majó *et al.* (2003), consiste de tres fases: nucleación de grietas, etapa de crecimiento o propagación de grietas y ruptura catastrófica estática final. De manera específica, las fases en que se desarrollan los fallos por fatiga son descritas por Forrest (1972):

- **Nucleación:** Una o más grietas se desarrollan en el material. Las grietas pueden aparecer en cualquier punto del material pero generalmente ocurren alrededor de alguna fuente de concentración de tensión, y en la superficie exterior, donde las fluctuaciones de tensión son más elevadas. Las grietas pueden aparecer por muchas razones: imperfecciones en la estructura microscópica del material, ralladuras, arañazos, muescas y entallas causadas por las herramientas de fabricación o medios de manipulación. En materiales frágiles el inicio de grietas puede producirse por defectos del material y discontinuidades geométricas.
- **Propagación:** alguna o todas las grietas crecen por efecto de las cargas. Además, las grietas generalmente son finas y de difícil detección, aun cuando se encuentren próximas a producir la rotura de la pieza.
- **Rotura:** La pieza continúa deteriorándose por el crecimiento de la grieta quedando tan reducida la sección neta de la pieza que es incapaz de resistir la carga desde un punto de vista estático, produciéndose la rotura por fatiga.

Existen modelos aplicados de predicción de vida para los materiales metálicos que tratan de medir el tiempo de vida de las dos primeras etapas que normalmente son tratadas de manera independiente. Los modelos usados en la fase de nucleación se basan esencialmente en la teoría de las deformaciones plásticas locales, mientras que los aplicados durante la fase de propagación lo hacen mediante conceptos de mecánica de la fractura.

Históricamente, antes del desarrollo de la mecánica de fractura que posibilitó estudiar la fatiga en metales como un problema de crecimiento de grieta, la única información con que se contaba para los diseños sometidos a fatiga era la curva que relaciona la tensión aplicada con el número de ciclos hasta la rotura, que normalmente se representa en el plano semilogarítmico de *esfuerzo-log(N)*. Esta curva esfuerzo-vida, comúnmente conocida como curva S-N, muestra directamente la precepción natural de la fatiga en términos de resultados experimentales. Sin embargo, no proporciona indicación alguna sobre la disminución de la rigidez, el mecanismo de daño, la presencia de grietas o el cambio en las características de los materiales como consecuencia del proceso de degradación (Majó y Andreu, 2003).

La curva S-N relaciona simplemente la tensión o esfuerzo cíclico de amplitud constante, normalmente en función del esfuerzo máximo, con el número de ciclos esperados ( $N$ ) antes de que aparezca el fallo. Usualmente representa la media de la vida de una misma geometría sometida a varias pruebas al mismo nivel esfuerzos cíclicos. La Figura 3.1 muestra una curva típica S-N, donde el eje vertical representa el esfuerzo alterno ( $S$ ) y en el eje horizontal se muestra el número de ciclos ( $N$ ). Las curvas S-N muestran la disminución de la resistencia ( $S$ ), desde su valor estático ( $S_u$ ), hasta el límite de fatiga ( $S_e$ ). Para cada nivel de esfuerzo, esta curva proporciona el valor medio de vida esperado en términos de  $N$ .

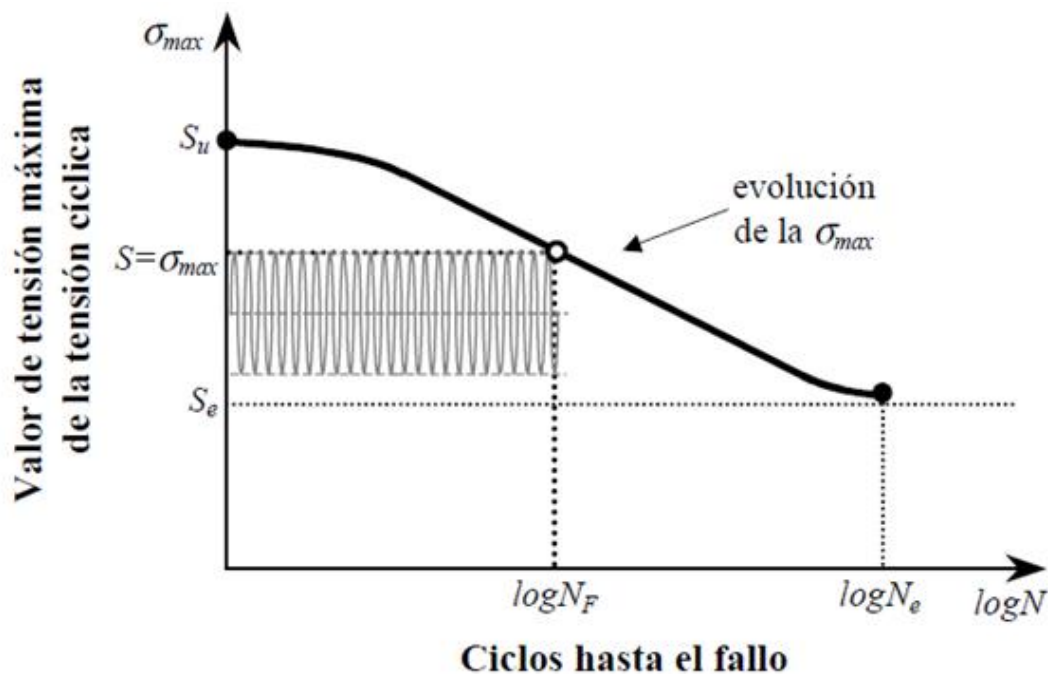


Figura 3.1.- Curva S-N (Majó y Andreu, 2003)

---

En la curva  $S-N$  de la Figura 3.1 se pueden apreciar claramente las tres zonas principales que se presentan en los materiales metálicos: una zona inicial donde la pendiente es relativamente suave, una zona central donde se incrementa la pendiente y una zona final donde la pendiente vuelve a suavizarse hasta estabilizarse en un esfuerzo límite. Este esfuerzo límite es conocido como límite de fatiga e implica que a niveles de esfuerzos inferiores el material no llega nunca a la falla por fatiga. Las curvas  $S-N$  se basan en la vida a fatiga media o en una probabilidad de fallo dada.

La generación de la curva  $S-N$  de un material requiere de muchos ensayos para de una forma estadística variar los esfuerzos alternos, los esfuerzos medios (o relación de esfuerzos) y contar el número de ciclos. Para caracterizar un material se toma un conjunto de probetas y se las somete a sollicitaciones variables con diferentes niveles de tensión, contándose el número de ciclos que resiste hasta la rotura. Debido a la elevada dispersión estadística propia de la fatiga, los resultados se agrupan en una banda de roturas. Una parte de esta dispersión puede atribuirse a errores del ensayo, pero es una propiedad del fenómeno físico, lo cual obliga a realizar un gran número de ensayos de probetas a fin de determinar la banda de fractura con suficiente precisión. Por tanto, caracterizar un material a fatiga supone un coste muy importante.

El comportamiento a fatiga de un material debe ser caracterizado para ganar confiabilidad en la duración del material y para justificar su aplicación estructural. Para ello se utilizan los modelos de naturaleza empírica que permiten aproximaciones del comportamiento de un compuesto basándose en el análisis de resultados experimentales de compuestos sometidos a cargas cíclicas. Aun así la mayoría de estos modelos se basan en parámetros empíricos obtenidos en ensayos de piezas sencillas sometidas a tensiones uniaxiales. Por lo tanto su capacidad de predicción de fallo por fatiga en situaciones reales sigue siendo muy limitada (Majó y Andreu, 2003). Estos métodos intentan determinar el comportamiento a fatiga de la lámina a partir de las características mecánicas de la misma, pero no permiten deducir el comportamiento real del laminado entero al no incluir los efectos de la interacción entre láminas en la fatiga.

De acuerdo con Forrest (1972), la carga máxima requerida para producir el fallo por fatiga es mucho menor que la carga de rotura estática. Es importante definir los tipos de esfuerzos fluctuantes que generan fatiga. Durante un ciclo, el esfuerzo varía sobre un intervalo llamado rango de esfuerzos, definido por la diferencia entre el esfuerzo máximo y el mínimo aplicados a un elemento, expresado matemáticamente como muestra la Ec. 3.1.

En la Figura 3.2 se definen gráficamente los datos que intervienen en los ciclos de carga y descarga de esfuerzos, tales como el esfuerzo mínimo  $\sigma_{\min}$ , el esfuerzo máximo  $\sigma_{\max}$ , el esfuerzo promedio  $\sigma_m$ , el rango de esfuerzos  $\Delta\sigma$  y la amplitud de esfuerzos  $\sigma_a$ . Dados los valores máximos y mínimos del esfuerzo,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ciclo de esfuerzos puede representarse con la relación de esfuerzos  $R$ , que está definida como muestra la Ec. 3.2.

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$$

Ec. 3.1



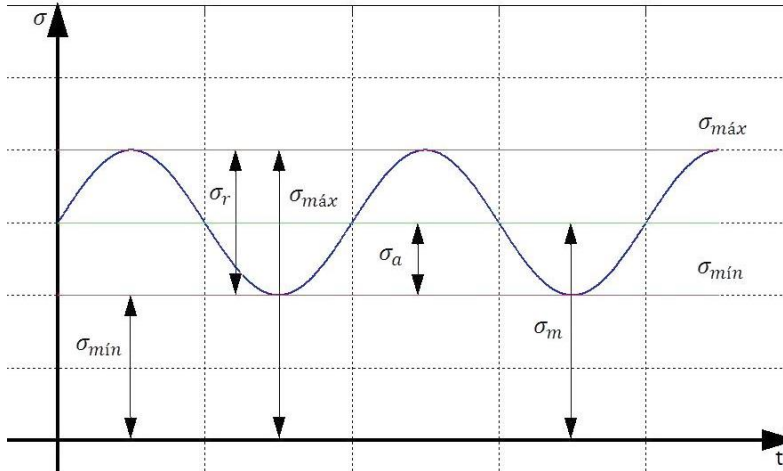


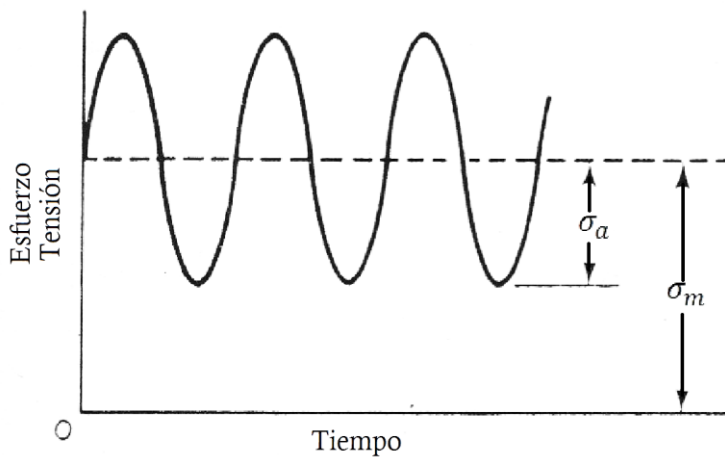
Figura 3.2.- Representación gráfica de los esfuerzos fluctuantes.

$$R = \frac{\sigma_{mín}}{\sigma_{máx}}$$

Ec. 3.2

En términos de  $R$ , los ciclos de esfuerzos de fatiga pueden ser de cualquiera de los siguientes tipos:

- **Tensión fluctuante.** Los esfuerzos máximo y mínimo son positivos, es decir, solamente se generan esfuerzos de tensión y por lo tanto  $R$  es positivo y menor que la unidad (Figura 3.3).



Tensión – Tensión  
 $0 < R < 1$

Figura 3.3.- Tensión fluctuante (Forrest, 1972).

- **Esfuerzo fluctuante.** El valor de los esfuerzos máximo y mínimo son de signos contrarios, siendo el esfuerzo máximo siempre mayor en magnitud que el esfuerzo mínimo. En otras palabras, se generan esfuerzos de tensión y compresión, siendo el esfuerzo de tensión siempre mayor en magnitud que el esfuerzo de compresión, como se observa en la Figura 3.4.

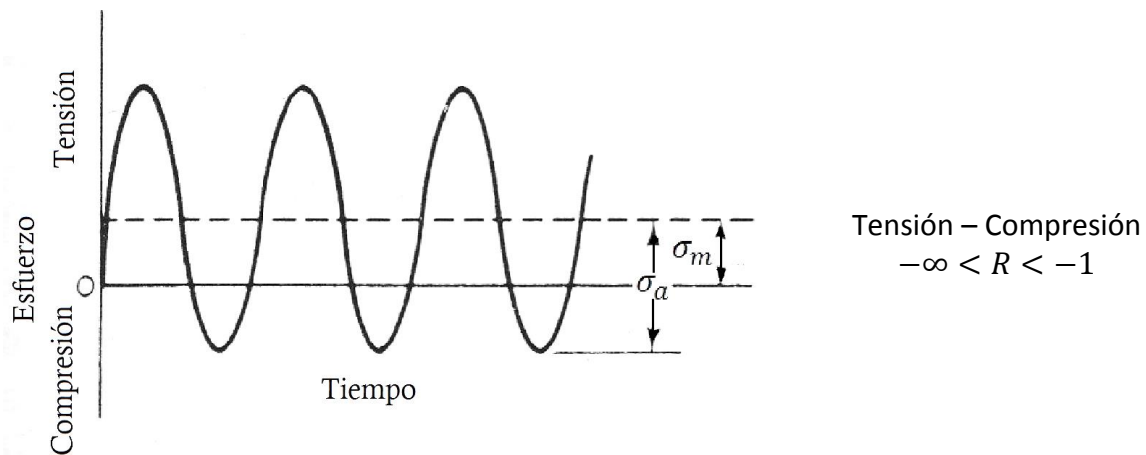


Figura 3.4.- Esfuerzo fluctuante (Forrest, 1972).

- **Esfuerzos totalmente inversos.** La magnitud de los esfuerzos máximo y mínimo son iguales pero de signo contrario. Por lo tanto, el esfuerzo promedio para este caso es siempre igual a cero (ver Figura 3.5).

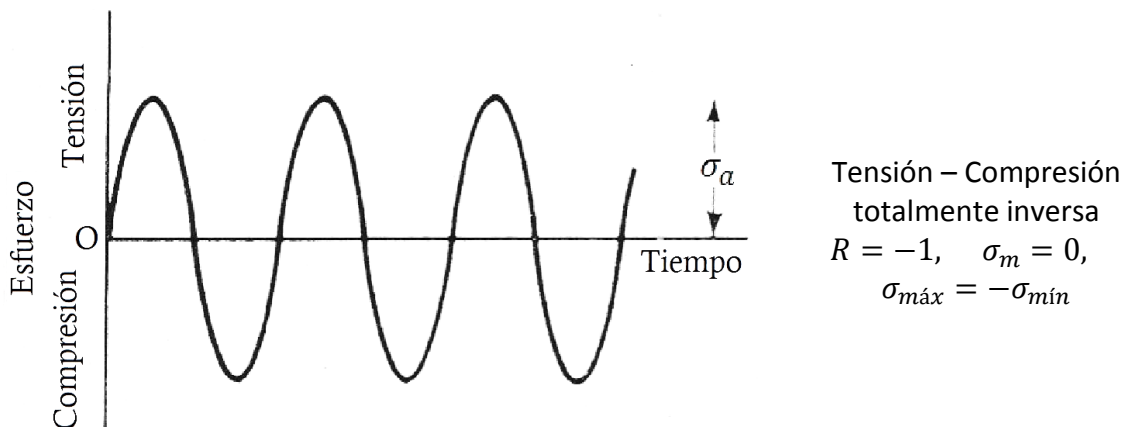


Figura 3.5.- Esfuerzos totalmente inversos (Forrest, 1972).

- **Compresión fluctuante.** Solo existen esfuerzos de compresión y por lo tanto  $R$  es siempre mayor que la unidad (Figura 3.6).

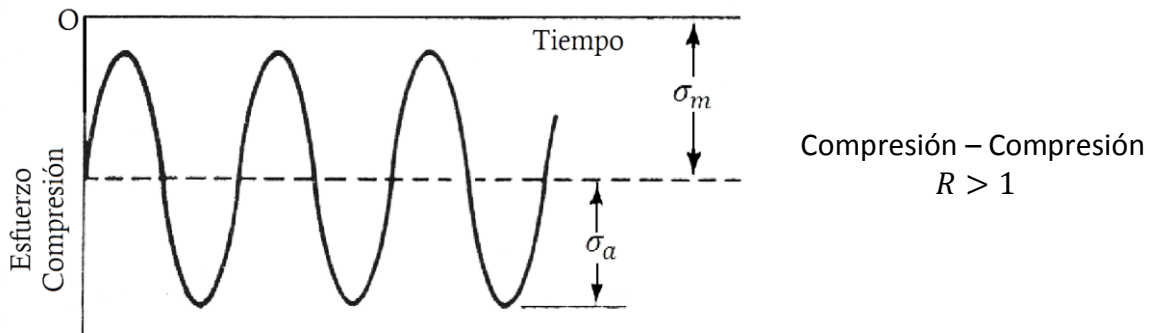


Figura 3.6.- Compresión fluctuante.

Un ciclo del esfuerzo fluctuante está formado por dos componentes, un esfuerzo medio o constante ( $\sigma_m$ ), y un esfuerzo alternante o variable ( $\sigma_a$ ), como se puede ver de la Figura 3.3 hasta la Figura 3.6.

También, debe considerarse el rango de esfuerzos o amplitud de onda de esfuerzos  $\Delta\sigma$ , definido como la diferencia entre los esfuerzos máximo y mínimo. (Dieter, 1986). El rango de esfuerzos se utiliza para definir el valor máximo de carga en análisis por fatiga, por ejemplo al diseñar conectores a cortante en puentes mixtos de concreto y acero.

Los principios de la vida de fatiga en base a los esfuerzos solamente son relevantes para amplitudes constantes de la carga de fatiga. Sin embargo, en la realidad los componentes en ingeniería están siempre sujetos a amplitudes de esfuerzos cíclicos, esfuerzos promedio y frecuencias de carga variables (Suresh, 2006).

### 3.1 Acumulación de daño

Un criterio para predecir la cantidad de daño por fatiga inducido por un bloque de esfuerzos cíclicos de amplitud constante, en una secuencia de cargas formada por varios bloques de amplitudes de esfuerzo diferentes, es el propuesto por la llamada regla de acumulación de daño de Palmgren-Miner (Miner, 1945). Dentro de esta regla de daño lineal se asume lo siguiente:

- El número de ciclos de esfuerzo aplicados a un componente, expresado como un porcentaje del número total de ciclos de esfuerzo de la misma amplitud necesarios para causar la falla, genera la fracción de daño.

- El orden en el que los bloques de esfuerzo de distinta amplitud se aplican no afecta la vida de fatiga.
- La falla ocurre cuando la suma lineal del daño de cada nivel de carga alcanza un valor crítico.

Por lo tanto, si  $n_i$  es el número de ciclos correspondiente al  $i$ ésimo bloque de esfuerzos de amplitud constante  $\sigma_i$  en una secuencia de  $m$  bloques, y si  $N_i$  es el número total de ciclos a la falla para cada  $\sigma_i$ , entonces la regla de daño de Palmgren-Miner indica que la falla ocurrirá cuando:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = 1$$

**Ec. 3.3**

El análisis de fatiga se basa en la regla de acumulación de daño de Palmgren-Miner para estimar la vida por fatiga a partir de una historia de tensiones o deformaciones. La estimación se realiza reduciendo los datos de carga a una secuencia de picos y valles, contando la cantidad de ciclos y calculando la vida a fatiga. Los estudios estáticos y dinámicos, lineales y no lineales, se utilizan como los datos básicos de partida para definir el estudio de fatiga. El número de ciclos requeridos para que la falla por fatiga ocurra en un punto, depende del material y de la fluctuación de los esfuerzos. Esta información la proporciona la curva  $S-N$ .

Por ejemplo, suponiendo que se presenta  $n_1 = 500$  ciclos de una carga  $\sigma_1$ , que alcanza la resistencia máxima del material a los  $N_1 = 1,000$  ciclos; así mismo, se presenta  $n_2 = 1,000$  ciclos de una carga más pequeña  $\sigma_2$ , que alcanza la resistencia máxima del material a los  $N_2 = 100,000$  ciclos; y una carga más  $\sigma_3$  con  $n_3 = 10,000$  ciclos, de una carga tan pequeña que no causa la falla del elemento sin importar el número de ciclos que sea aplicada, es decir  $N_3 = \infty$ . En la Figura 3.7 se muestra un esquema de los ciclos de esfuerzos aplicados en este ejemplo así como la curva  $S-N$  del material en cuestión indicando el punto de falla para cada esfuerzo. Utilizando la ecuación de la regla de Palmgren-Miner, tenemos:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = \frac{500}{10^3} + \frac{10^3}{10^5} + \frac{10^4}{\infty} = 0.51 < 1$$

**Ec. 3.4**

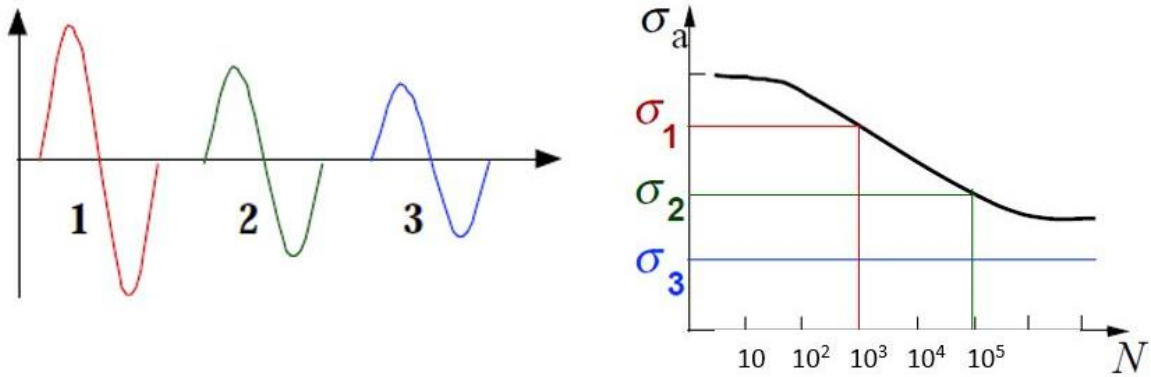


Figura 3.7.- Ciclo de esfuerzos y curva S-N (Ekberg, 1998)

Por lo tanto, para las condiciones planteadas, el sistema tendría un daño acumulado del 51%, ya que la regla de Palmgren-Miner indica el nivel de daño entre 0 y 1, es decir, sin daño y daño máximo, respectivamente. Así, el daño inducido  $D$  para cada tipo de carga en el  $i$ ésimo ciclo de carga se puede definir como:

$$D_i = \frac{n_i}{N_i}$$

Ec. 3.5

Entonces, la regla de Palmgren-Miner establece que la falla por fatiga ocurre cuando:

$$\sum_{i=1}^k D_i = 1$$

Ec. 3.6

Sin embargo, la acumulación de daño y la falla bajo condiciones de cargas de amplitud variable, están determinados por muchos mecanismos concurrentes y la regla de daño lineal puede, en muchas situaciones, conducir a predicciones erráticas del comportamiento a fatiga de amplitud variable.

Por ejemplo, la regla de daño de Palmgren-Miner predice un grado de daño por fatiga mayor debido a una amplitud de esfuerzos cíclicos más grande. Sin embargo, está bien estipulado que las sobrecargas de tensión aplicadas a materiales metálicos dañados y agrietados reduce la velocidad

---

de crecimiento de la grieta de fatiga, mientras que la aplicación de sobrecargas de compresión tiene el efecto opuesto (Suresh, 2006). Si bien la regla de Palmgren-Miner es una aproximación útil en muchas circunstancias, tiene varias limitaciones importantes a saber:

- No reconoce la naturaleza probabilística de la fatiga y no hay una forma sencilla de relacionar la vida prevista por la regla con las características de una distribución de probabilidad. Los analistas de la industria a menudo utilizan curvas de diseño, ajustadas para tener en cuenta la dispersión para calcular el número de ciclos.
- A veces se produce un efecto dependiente del orden en que se aplican los bloques de ciclos de esfuerzos. En algunas circunstancias, los ciclos de esfuerzos pequeños seguidos de esfuerzos grandes causan más daño del que podría predecir la regla. No se toma en cuenta el efecto de sobrecarga o de grandes esfuerzos que podría resultar en un esfuerzo residual de compresión. Altos bloques de amplitud de esfuerzos seguidos por bloques de amplitud de esfuerzos pequeños pueden producir daños menores debido a la presencia de esfuerzos residuales de compresión.

Existen estudios de fatiga basados en la mecánica de fractura donde se trata el fenómeno como un problema de crecimiento de grieta. Por ejemplo, los trabajos de Irwin (1957), que relacionan los fenómenos de fatiga en metales con la fractura a través de los factores de intensidad de tensiones. Estos trabajos fueron los primeros en sugerir que el aumento de la longitud en la grieta dependía del rango de fluctuación del factor de intensidad de tensiones. Más tarde Paris (1963) propone una relación matemática entre los ciclos y la longitud de la grieta.

### 3.2 Crecimiento de grietas de fatiga

La presencia de una grieta puede reducir significativamente la vida de un componente o estructura. Para hacer estimaciones o predicciones de vida por crecimiento de grietas de fatiga a menudo varias piezas de información son necesarias, las cuales incluyen las siguientes:

- La resistencia de fractura  $K_c$
- El factor de intensidad de esfuerzos  $K$ .
- La expresión del rango de crecimiento de grietas de fatiga aplicable
- El tamaño de grieta inicial  $a_i$
- El tamaño de grieta final o crítico  $a_f$

Una de las aplicaciones más exitosas en la teoría de la mecánica de fractura se encuentra en la caracterización de la propagación de grietas de fatiga. En la mecánica de fractura elástica lineal la iniciación del crecimiento de grietas bajo condiciones de cargas monotónicas, cuasi-estáticas<sup>2</sup> está

---

<sup>2</sup> Se dice que las cargas son estáticas cuando demoran un tiempo infinito en aplicarse, mientras que se denominan cuasi-estáticas cuando el tiempo de aplicación es suficientemente prolongado.

caracterizada por el valor crítico del factor de intensidad de esfuerzos  $K_c$ , comúnmente llamado *resistencia de fractura* (Suresh, 2006). El valor de  $K_c$  está en función del modo de carga, el ambiente químico, la microestructura del material, la temperatura, el rango de deformación y el estado de esfuerzos (por ejemplo esfuerzo plano o deformación plana). Bajo condiciones de carga cíclica, el inicio de crecimiento de la grieta en un defecto preexistente puede ocurrir bajo valores de la intensidad de esfuerzos que están bien por debajo de la resistencia a la fractura cuasi-estática.

La vida total de un componente cargado cíclicamente está compuesta por la iniciación de grieta y su propagación. Los enfoques de diseño modernos de fatiga están basados en la premisa de que las estructuras de ingeniería son inherentemente defectuosos. Es por esto que la vida útil de fatiga es el tiempo o el número de ciclos que toma propagar el defecto o la grieta dominante desde un tamaño inicial determinado, que puede ser el tamaño de grieta indetectable más grande estimado a partir de la evaluación de un método de inspección no destructible, hasta una dimensión crítica, que puede estar determinada por la resistencia de fractura, carga límite, deformación permisible o cambio en el comportamiento permitido (Suresh, 2006).

La velocidad de crecimiento de grieta a fatiga, sujeta a esfuerzos inversos de amplitud constante, es expresada en términos del incremento en la longitud de la grieta por ciclo  $da/dN$ . Cuando el rango de esfuerzos aplicado se mantiene constante, la velocidad del crecimiento de grieta a fatiga generalmente va incrementando a medida que el número de ciclos de fatiga aumenta. En la Figura 3.8 se ilustra esquemáticamente una curva típica del crecimiento de grieta a fatiga.

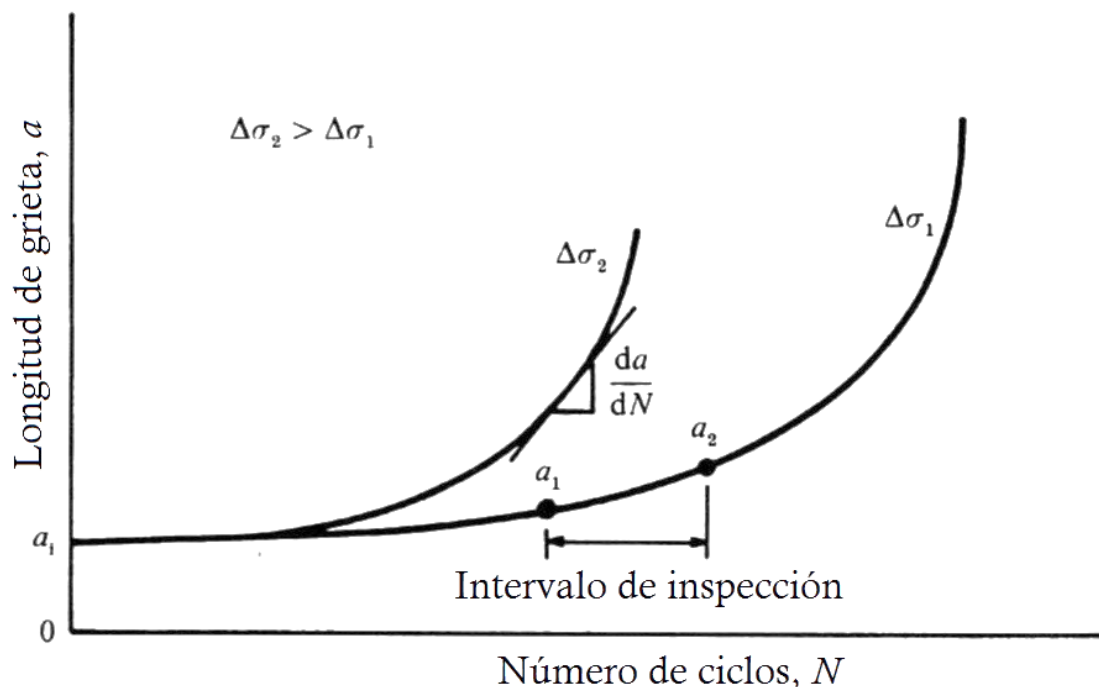


Figura 3.8.- Comportamiento del crecimiento de grieta bajo cargas de fatiga de amplitud constante (Suresh, 2006)



---

En los trabajos realizados por Paris, Gómez y Anderson (1961) y Paris y Erdogan (1963), se sugiere que para una variación cíclica del campo de esfuerzos impuesto, la caracterización de la mecánica de fractura lineal elástica de la velocidad de crecimiento de grieta a fatiga debe basarse en el rango del factor de intensidad de esfuerzos  $\Delta K$ , definido por la diferencia de los valores máximo y mínimo del factor de intensidad de esfuerzos  $K_{máx}$  y  $K_{mín}$ , respectivamente, como se muestra en la Ec. 3.7.

$$\Delta K = K_{máx} - K_{mín}$$

Ec. 3.7

Como se mencionó antes, el factor de intensidad de esfuerzos juega un papel importante en la definición de la velocidad de crecimiento de grietas por fatiga. Las características principales del factor de intensidad de esfuerzos  $K$  se describen detalladamente en el siguiente apartado.

### 3.2.1 Factor de intensidad de esfuerzos $K$

El factor de intensidad de esfuerzos  $K$  representa la magnitud de la intensificación del esfuerzo en la región de la punta de una grieta. Las unidades del factor de intensidad de esfuerzos son de acuerdo con su expresión general ( $K = \sigma\sqrt{\pi a}$ ), es decir:

$$K [=] (\text{esfuerzo})(\text{distancia})^{1/2}$$

Ec. 3.8

Las unidades más comúnmente utilizadas son  $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$  y  $\text{ksi}\sqrt{\text{pulg}}$ . El factor de conversión entre una y otra es:

$$1 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} = 1.098 \text{ ksi}\sqrt{\text{pulg}}$$

Ec. 3.9

---

El factor de intensidad de esfuerzos es el parámetro más significativo de la mecánica de fractura lineal elástica ya que define la magnitud de los esfuerzos alrededor de una grieta.  $K$  determina, por lo tanto, el efecto de la introducción de una grieta en una estructura, ya que una vez conocido  $K$ , el campo de esfuerzos alrededor de una grieta queda definido por completo.

Este último postulado establece un principio de similitud que es la base de toda aplicación práctica de la mecánica de fractura. Dicho principio establece que si dos grietas diferentes en cuerpos diferentes y cargas diferentes, poseen la misma  $K$ , su comportamiento será idéntico ya que poseen el mismo campo de esfuerzos. Las únicas restricciones son que el modo de desplazamiento de grietas debe ser el mismo y que las deformaciones en los cuerpos sean elásticas.

Cuando una grieta es pequeña comparada con otras dimensiones del cuerpo o componente, puede asumirse que la grieta está contenida en un cuerpo infinito. Por lo tanto, el valor de referencia más común de  $K$  es para una grieta bidimensional en el centro del espesor de un cuerpo, de longitud  $2a$  en una placa infinita sujeta a esfuerzos uniformes. Para una placa infinita,  $K$  es:

$$K = \sigma\sqrt{\pi a}$$

Ec. 3.10

De acuerdo con Suresh (2006), para un espécimen de prueba a fatiga con borde agrietado, los factores de intensidad de esfuerzos máximo y mínimo se calculan como indican la Ec. 3.11 y la Ec. 3.12, respectivamente.

$$K_{m\acute{a}x} = Y\sigma_{m\acute{a}x}\sqrt{\pi a}$$

Ec. 3.11

$$K_{m\acute{i}n} = Y\sigma_{m\acute{i}n}\sqrt{\pi a}$$

Ec. 3.12

donde  $Y$  es un factor geométrico que depende de la relación entre la longitud de grieta  $a$  y el espesor del espécimen  $W$ , y  $\sigma_{m\acute{a}x}$  y  $\sigma_{m\acute{i}n}$  son los valores máximo y mínimo, respectivamente, de los ciclos de esfuerzo de fatiga. Como ya se mostró anteriormente en la Ec. 3.1, la diferencia entre los esfuerzos máximo y mínimo, es la definición del rango de esfuerzos  $\Delta\sigma$ , por lo tanto, el rango del factor de intensidad de esfuerzos se puede expresar como indica la Ec. 3.13.

$$\Delta K = Y\Delta\sigma\sqrt{\pi a}$$

Ec. 3.13

Una vez iniciada una grieta por fatiga, ésta se propaga por el efecto de la variación de esfuerzos en la punta de la grieta. Este proceso transcurre hasta que el factor de intensidad de esfuerzos iguala a la resistencia de fractura  $K_c$  y ocurre la fractura final (González Velázquez, 2004). Esta secuencia es mostrada esquemáticamente en la Figura 3.9 para una placa bajo un esfuerzo uniforme y con una grieta central.

Paris (1963), fue uno de los primeros investigadores en notar que el incremento de longitud de grieta por ciclo ( $da/dN$ ) depende de  $\Delta K$ , como se vio en la Figura 3.9. Paris graficó los datos  $da/dN$  contra  $\Delta K$  en una gráfica logarítmica, como la mostrada en la Figura 3.10, y encontró que la rapidez de propagación de grietas por fatiga presenta tres regiones bien definidas que corresponden a las etapas de crecimiento de grietas por fatiga. Nótese que en la Etapa A hay un valor de  $\Delta K$  debajo del cual la velocidad de propagación es prácticamente nula; este valor es llamado *límite* o *umbral de fatiga*. En la Etapa B,  $\log(da/dN)$  es proporcional a  $\log(\Delta K)$  y se le ha llamado *región de Paris*. Finalmente, la Etapa C corresponde a valores de  $K$  cercanos a la resistencia de fractura, donde la propagación de la grieta por fatiga se combina con modos estáticos de falla. Las tres fases o etapas mostradas en la Figura 3.10 se describen en el trabajo de Larvet (2007), de la siguiente manera:

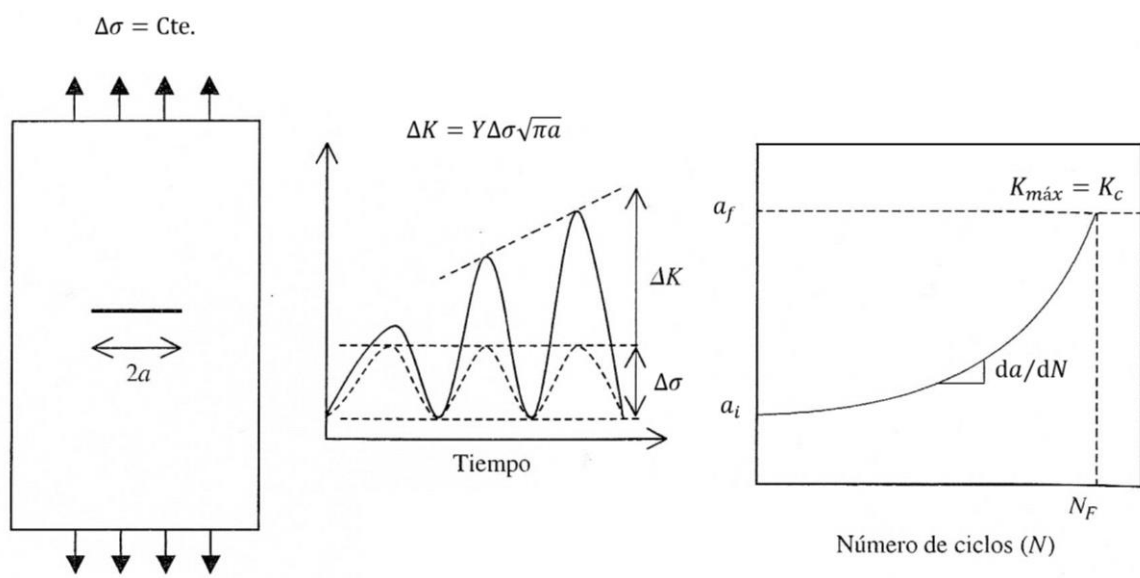


Figura 3.9.- Variación de la amplitud de K y el tamaño de grieta en función del número de ciclos de carga de fatiga en una placa agrietada en condiciones lineal-elásticas (González Velázquez, 2004)

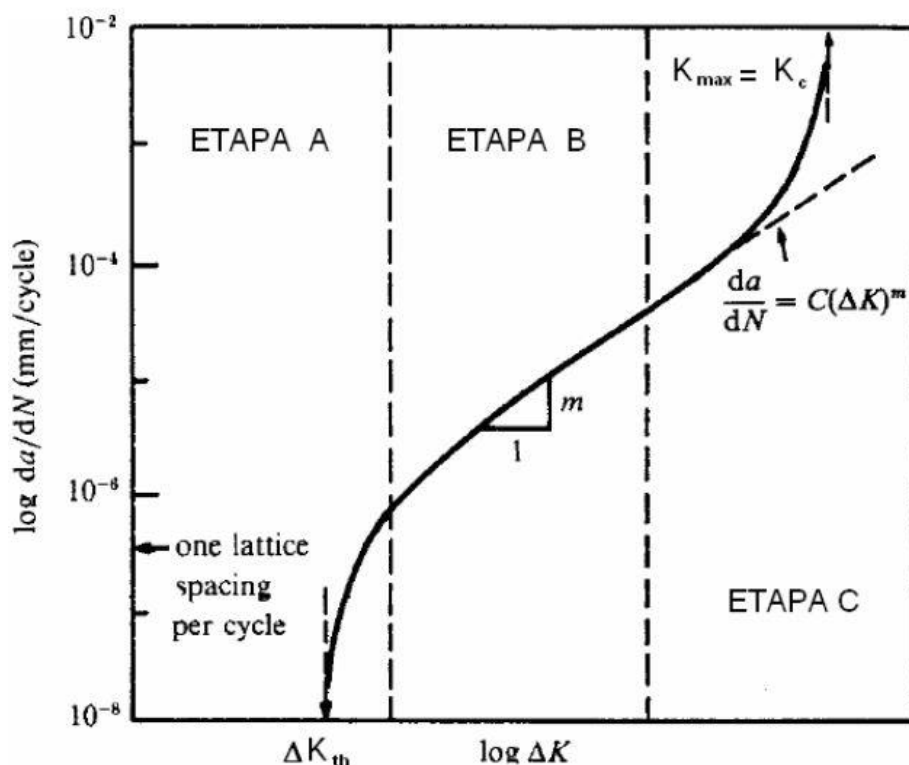


Figura 3.10.- Representación esquemática de la velocidad de propagación en función de  $\Delta K$  (Larvet, 2007)

#### Etapa A: Zona del umbral

Esta etapa, con bajos valores de  $\Delta K$ , se caracteriza por contar con una velocidad de crecimiento de grieta menor al de un desplazamiento reticular (del orden de  $10^{-10}$  m/ciclo) y por la existencia de un valor umbral de la variación del factor de intensidad de esfuerzos  $\Delta K_{th}$ . Por debajo de este valor umbral la fisura permanece “quieta”, es decir, que crece a velocidades indetectables según el método de medida.

Durante esta etapa, el crecimiento se lleva a cabo en la dirección de los planos de deslizamiento primario exclusivamente. Esto implica que el camino de la fisura sea tortuoso. Los parámetros que definen esta zona son marcadamente afectados por la microestructura (como el tamaño de grano), los factores mecánicos (como la relación de esfuerzos  $R$ ), el medio ambiente y el tamaño inicial de la fisura.

#### Etapa B: Zona de Paris

Con valores intermedios de  $\Delta K$ , Paris, Gómez y Anderson (1961), y Paris y Erdogan (1963), demostraron que la velocidad de crecimiento de grietas se relaciona con la variación del factor de intensidad de tensiones mediante la ley dictaminada por la Ec. 3.14.

---


$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m$$

Ec. 3.14

donde  $C$  y  $m$  son constantes que dependen de la microestructura del material, la frecuencia de trabajo, la temperatura, forma de la onda, medio ambiente y del coeficiente entre las tensiones mínima y máxima en un ciclo de carga  $R$ . Éste último tiene el mismo valor que la relación entre los factores de intensidad de esfuerzos máximo y mínimo, como se expresa en la Ec. 3.15

$$R = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\sigma_{m\acute{i}n}} = \frac{K_{m\acute{a}x}}{K_{m\acute{i}n}}$$

Ec. 3.15

La Ec. 3.14 es comúnmente referida como la ley de Paris y se traduce como una recta en la curva doble logarítmica. La simplicidad de la ecuación de Paris permite, mediante su integración desde un tamaño inicial de defecto  $a_i$  hasta el tamaño crítico de fisura  $a_f$ , estudiar la “vida útil” de una estructura fisurada sometida a fatiga.

En esta etapa las velocidades de crecimiento de grieta pueden estar influenciadas nuevamente por la microestructura, los factores mecánicos y el medio ambiente. Sin embargo, el efecto de estas variables es mucho menos pronunciado y relevante que para la Etapa A.

### **Etapa C: Zona de altas velocidades**

A valores de  $\Delta K$  muy altos, se produce un crecimiento acelerado de la fisura hasta alcanzar la fractura inestable, es decir, cuando el factor de intensidad de esfuerzo máximo alcanza el valor de la resistencia de fractura ( $K_{m\acute{a}x} = K_c$ )

Esta etapa es de menor interés en términos de diseño. La sensibilidad de crecimiento de grieta a la microestructura y a los factores de carga es muy pronunciada, pero de manera similar a como afectan los micromecanismos de fractura bajo condiciones estáticas. Las altas cinéticas de propagación implican poca sensibilidad al medio ambiente.

La ecuación de Paris tiene su fundamento principal en el hecho de que, en un cuerpo agrietado que se deforma de manera elástica lineal, la magnitud de los esfuerzos en la punta de la grieta está definida por  $K$ ; sin embargo, Paris recibió en un principio numerosas críticas por usar un parámetro elástico para modelar la propagación de una grieta por fatiga que crece por deformación plástica cíclica (González Velázquez, 2004). La ecuación de Paris (Ec. 3.14), puede integrarse para obtener el número de ciclos a la falla por fatiga  $N$ , de la siguiente forma:

$$dN = \frac{da}{C(\Delta K)^m}$$

Ec. 3.16

$$\int_0^N dN = \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{C(\Delta K)^m}$$

Ec. 3.17

$$N = \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{C(\Delta K)^m}$$

Ec. 3.18

donde la constante  $C$ , para este trabajo, tiene un valor igual a  $3.0642 \times 10^{-14} \text{ m}^{1.5}/\text{MPa}^2$  y la constante  $m$  es igual a 3. Estos valores son obtenidos de trabajos realizados por Barsom y Rolfe (1999) para aceros ferrita-perlita.

Para una grieta de borde simple o doble en una placa semi-infinita, el valor del factor de intensidad de esfuerzos se puede calcular como indica la siguiente ecuación:

$$\Delta K = 1.12\Delta\sigma\sqrt{\pi a}$$

Ec. 3.19

donde 1.12 es la corrección de borde libre de acuerdo con Fuchs *et al.* (2001). Para este trabajo, se utiliza la Ec. 3.19 para definir el valor del factor de intensidad de grietas en los elementos estructurales de acero del puente en análisis.

### 3.3 Evaluación experimental

En los capítulos anteriores se menciona que un diseño que presenta varias ventajas estructurales en puentes es el que incluye un sistema de piso ortotrópico. Sin embargo, este diseño también puede presentar problemas a fatiga ya que sus elementos consisten en materiales de acero sujetos a cargas y deformaciones repetidas durante su vida útil. El comportamiento de un sistema de piso ortotrópico se puede caracterizar como una viga corrugada, es por esto que se han hecho diversos estudios sobre el comportamiento de vigas corrugadas por efectos de fatiga. Algunas investigaciones indican que el peso de las placas de vigas con alma corrugada puede ser de hasta el 30% menos que el peso de placas con almas planas con la misma capacidad de carga estática (Roberts, 1994).

Debido a que los puentes representan las principales estructuras que utilizan estas vigas dada la importante reducción del costo por el material y trabajo, las pruebas de fatiga y análisis de Ibrahim (2006), se enfocaron en evaluar el comportamiento y determinar el diseño de la vida por fatiga de las vigas.

En experimentos previos realizados por Ibrahim (2006) se evaluó el comportamiento de vigas con almas corrugadas bajo cargas de fatiga, con una configuración de prueba que se muestra en la Figura 3.11. En estos análisis se observó que el modo de falla para cada placa de viga con alma corrugada bajo cargas de fatiga era distinto para cada prueba.

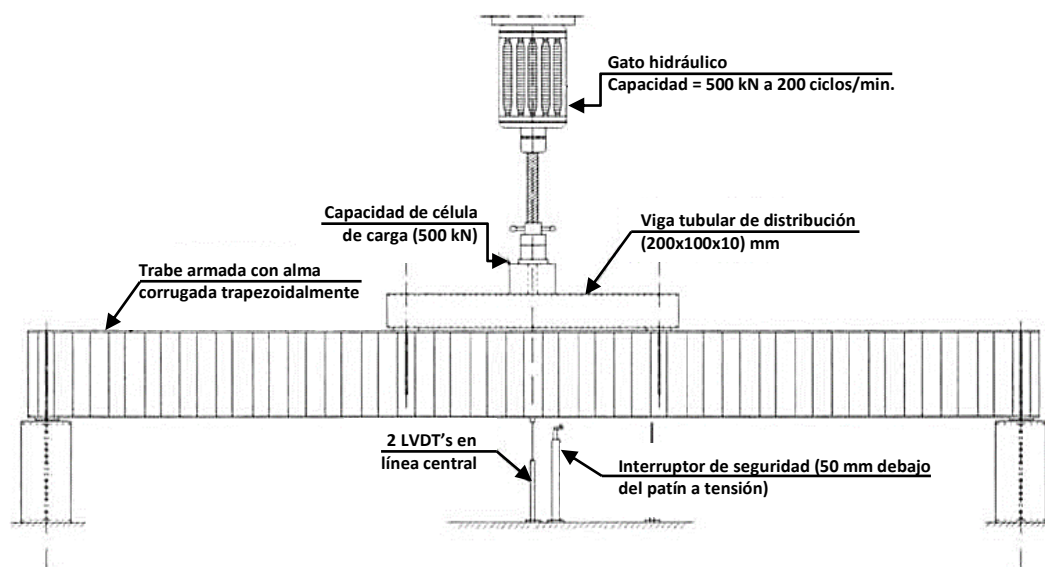


Figura 3.11.- Estudio experimental: configuración de la prueba (Ibrahim, 2006).



En la Figura 3.12 se muestra un modo de falla, el cual comenzó con una grieta al pie de la unión entre el alma y el patín. Esta grieta se propagó rápidamente por el espesor y el ancho del borde, llevando a la falla. Este modo de falla no es uno de los modos típicos de falla reportados en la literatura para vigas de placas corrugadas, tales como abolladura de alma, aplastamiento de alma o flexión vertical. Estos modos son modos de falla estática y no deberían ser confundidos con los modos de falla a fatiga.

En los trabajos por Ibrahim (2006), se encontró que muy frecuentemente las grietas no se originan en los esperados lugares donde se encuentran los esfuerzos máximos, sino en otras áreas donde una combinación de tamaños de fallas y esfuerzos es más crítica.

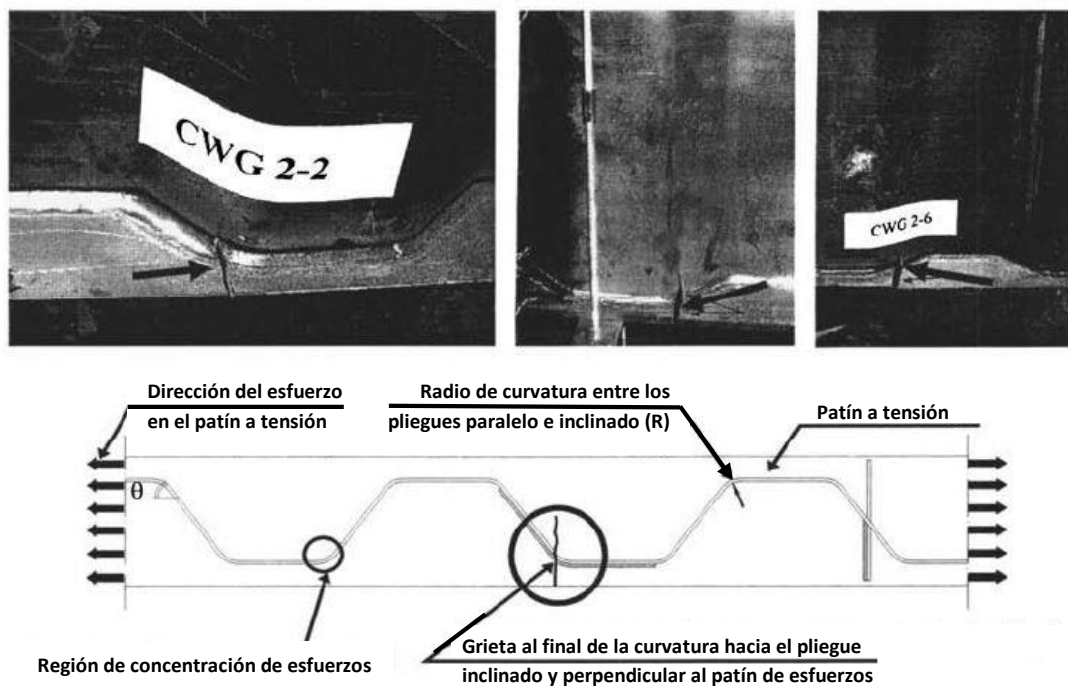


Figura 3.12.- Estudio experimental: modo de falla (Ibrahim, 2006).

Generalmente, los especímenes a pequeña escala tienen una vida a fatiga más larga que los especímenes de gran escala. Por lo tanto, los especímenes de prueba a fatiga de gran escala, representativos de las vigas en puentes, fueron utilizados para las investigaciones de Sause *et al.* (2006). La Figura 3.13 muestra la geometría nominal de las vigas de prueba de fatiga. Las grietas de fatiga en estas vigas fueron detectadas después de un millón de ciclos, aproximadamente. Al principio se detectaron grietas pequeñas, de entre 1 y 2 milímetros de largo, en la intersección de la soldadura entre el alma y el patín. Casi simultáneamente se observó la iniciación de múltiples grietas en diferentes partes de los pliegues inclinados, pero no se detectaron grietas de fatiga a lo largo de los pliegues longitudinales.

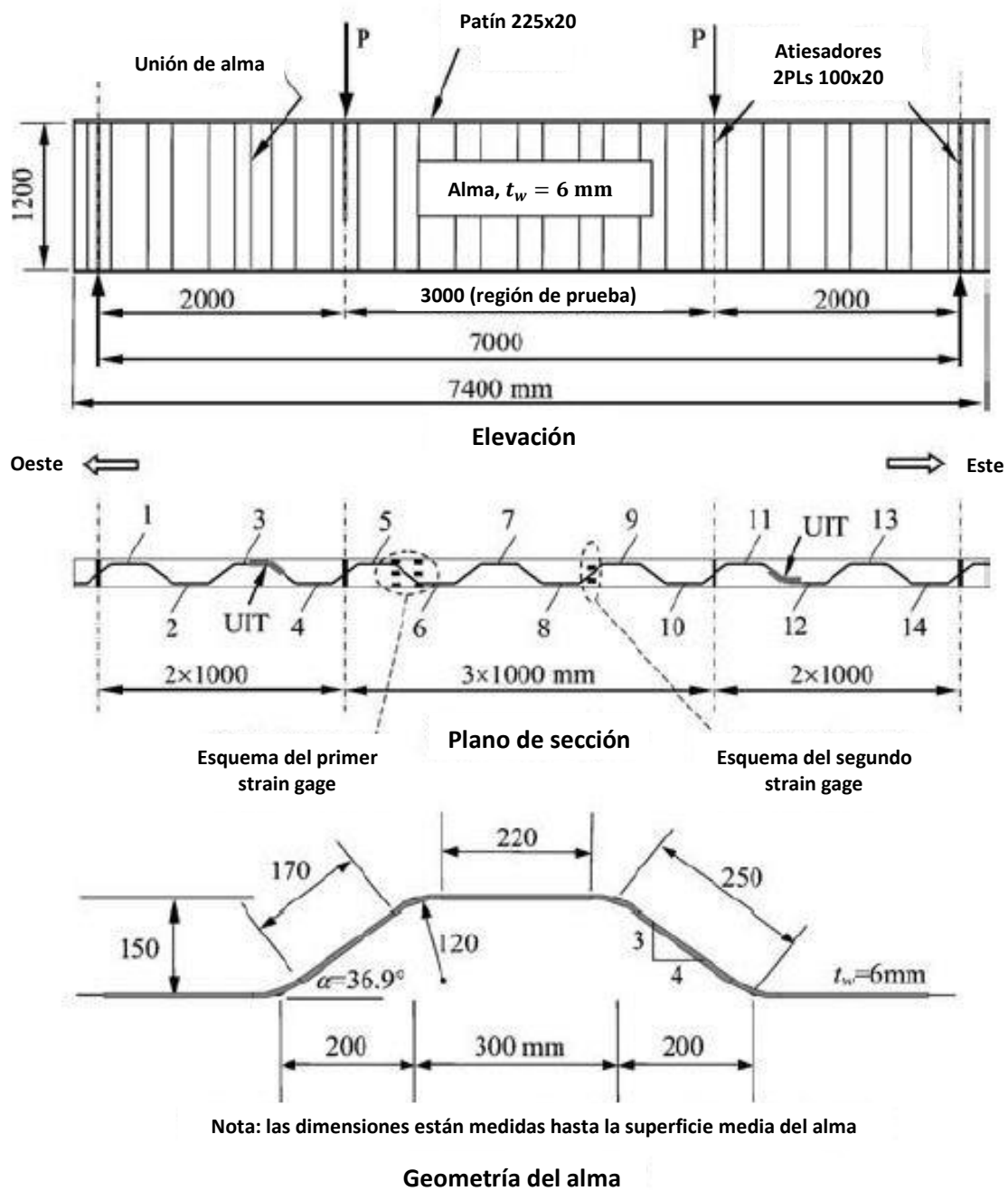


Figura 3.13.- Especímenes de pruebas utilizadas para las investigaciones de Sause *et al.* (2006)

Los resultados de estas evaluaciones mostraron que estas uniones son las más susceptibles al daño por fatiga, y por lo tanto, se espera que en el puente a analizar en el modelo de SAP2000 los efectos de fatiga más dañinos se localicen en los bulbos de forma trapezoidal.

---

## Capítulo 4. MODELO DE ANÁLISIS

Para cumplir con los objetivos que atiende esta tesis, se creó en el programa SAP2000 el modelo de un puente ortotrópico de acero y simplemente apoyado. Este modelo parte del diseño de la sección transversal en la parte central del puente Tampico, la cual, como se indicó anteriormente, cuenta con un sistema de piso ortotrópico y por lo tanto corre el riesgo de que alguno de sus elementos metálicos falle por efectos de fatiga. Para los propósitos del trabajo, el modelo creado tiene las mismas secciones y configuración que el puente Tampico, aunque sólo se considera la sección central de éste simplemente apoyada. Lo anterior no representa un problema en los análisis, ya que lo que se busca en este trabajo es comparar, para un mismo puente ortotrópico de acero diseñado bajo ciertas características, el tiempo de vida a fatiga debido a las cargas vehiculares que se limitan en la normatividad de la SCT y del AASHTO.

### 4.1 Consideraciones de diseño

Para estimar una longitud del claro para un puente con una sección transversal como la del puente Tampico, debe considerarse el momento a flexión máximo que éste soporta; éste es generalmente el parámetro que se utiliza en el diseño de puentes para determinar su capacidad de carga. Una vez determinado el momento máximo se puede determinar la longitud máxima de acuerdo con los elementos mecánicos que generan la carga muerta y la carga viva vehicular.

Tomando un segmento de puente bajo la acción de un momento flexionante positivo  $M$ , como se ve en la Figura 4.1, en la sección Y-Y este momento aplicado es resistido por fuerzas que varían linealmente desde el eje neutro. Los esfuerzos más intensos ocurren en los puntos más alejados del eje neutro. La distancia  $c$  se mide desde el eje neutro hasta la fibra más alejada de la sección. El eje neutro marca el punto a partir del cual las fibras del puente comienzan a soportar esfuerzos de tensión (abajo del eje neutro), o de compresión (arriba del eje neutro).

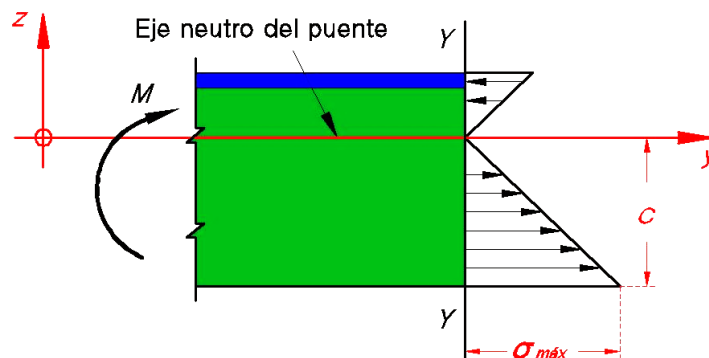


Figura 4.1.- Puente en flexión pura.

Para evaluar los esfuerzos normales, el momento aplicado externo  $M$  es equilibrado por el momento inducido interno debido a los esfuerzos por flexión que se desarrollan en la sección (Popov, 1982). La ecuación de equilibrio estático que obedece a esta definición es  $\sum M = 0$ , para evaluar los esfuerzos normales. El momento interno debido a los esfuerzos por flexión se calcula como:

$$M_{int} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} I}{c}$$

Ec. 4.1

donde  $I$  es el momento de inercia de toda el área de la sección del puente y  $M_{int}$  es el momento interno el cual debe ser igual al momento aplicado en la viga  $M$ . En cualquier sección, los esfuerzos normales deben actuar de tal modo que den lugar a un par estáticamente equivalente al momento flexionante resistente cuyo sentido se conoce. Por consiguiente es posible escribir la ecuación anterior como:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{Mc}{I}$$

Ec. 4.2

A esta ecuación se le conoce como *fórmula de la escuadría a la flexión*, considerando que sirve para determinar la sección transversal de una viga en función del momento flexionante y el esfuerzo permisible. Aunque el término escuadría se refiere a las dos dimensiones (peralte y ancho), de una sección rectangular, se hace extensivo al tamaño de cualquier sección de viga (Popov, 1982).

De acuerdo con lo anterior, para obtener el momento flexionante máximo que puede soportar el puente, se debe establecer el esfuerzo de fluencia del material  $F_y$ . Por lo tanto, el esfuerzo máximo se puede limitar como se muestra en la Ec. 4.3, donde el esfuerzo máximo aplicado en el puente no debe exceder la resistencia del material.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \begin{cases} M_{m\acute{a}x} \cdot \frac{h-c}{I} \leq F_y & \therefore M_{m\acute{a}x} \leq \frac{F_u I}{(h-c)} \\ M_{m\acute{a}x} \cdot \frac{c}{I} \leq F_y & \therefore M_{m\acute{a}x} \leq \frac{F_u I}{c} \end{cases}$$

Ec. 4.3

donde  $\sigma_{m\acute{a}x}$  es el esfuerzo máximo en la sección, ya sea en la zona de tensión o en la de compresión y  $F_y$  es la resistencia última del material del que está hecho el puente. Por lo tanto, el esfuerzo crítico  $\sigma_{m\acute{a}x}$  toma el valor más alto obtenido de las dos ecuaciones anteriores, es decir, del esfuerzo en la fibra más alejada del eje neutro.

Para estimar las propiedades geométricas de la sección, tales como el momento de inercia  $I$  y la altura del eje neutro  $c$ , se utilizó el comando *Deck Section* de la opción *Bridge* en el programa SAP2000 para crear la sección cajón del puente. En la Figura 4.2 se muestra la sección creada en SAP2000 así como las propiedades mencionadas.

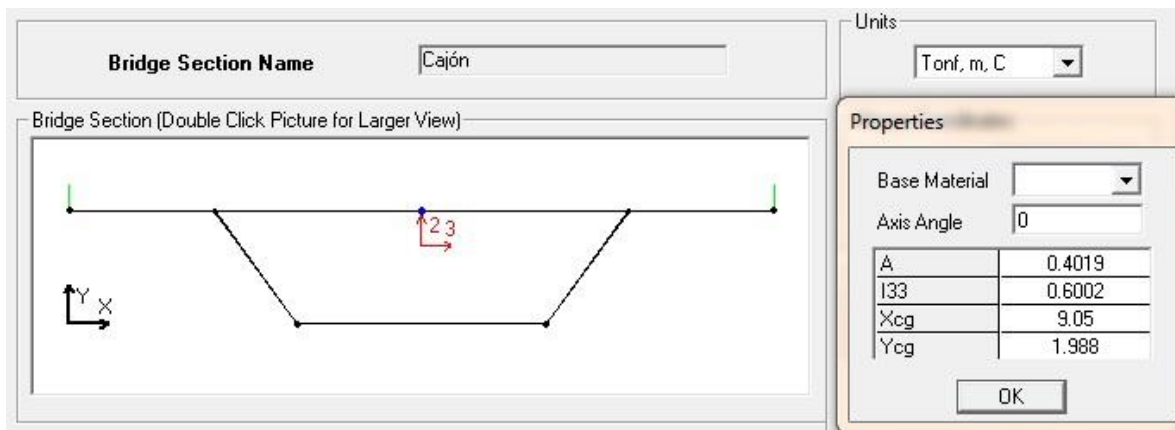


Figura 4.2.- Propiedades de la sección cajón obtenidas de SAP200.

Los valores obtenidos son el área de la sección cajón  $A_{SC} = 0.4019 \text{ m}^2$ , el momento de inercia  $I_{SC} = 0.6002 \text{ m}^4$  y las coordenadas del centroide  $x = 9.05 \text{ m}$  y  $y = 1.988 \text{ m}$ . El valor de  $y$  representa al eje neutro de la sección cajón. En la Figura 4.3 se observa un dibujo de la sección cajón o tablero del puente así como sus propiedades geométricas donde la altura del eje neutro se representa con la constante  $c_{SC}$ .

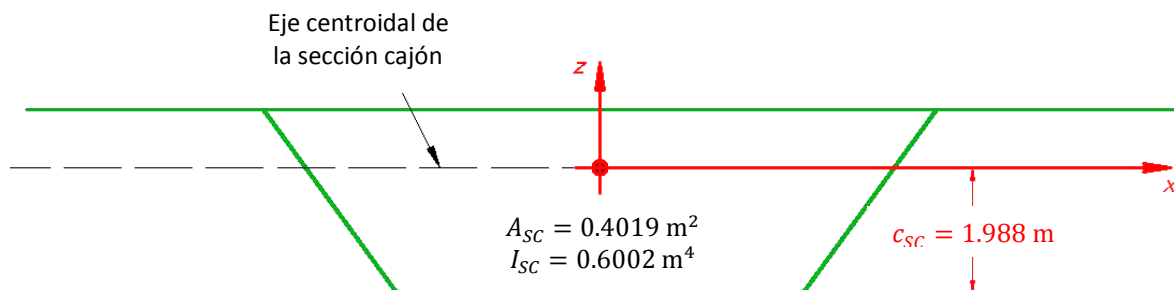


Figura 4.3.- Tablero de sección cajón del puente y sus propiedades geométricas.

Estos datos solamente representan a la sección cajón sin tomar en cuenta el efecto del sistema de costillas o bulbos que son los que le dan mayor rigidez a la estructura. En la Figura 4.4 se muestra un bulbo y las dimensiones necesarias para calcular las propiedades geométricas requeridas.

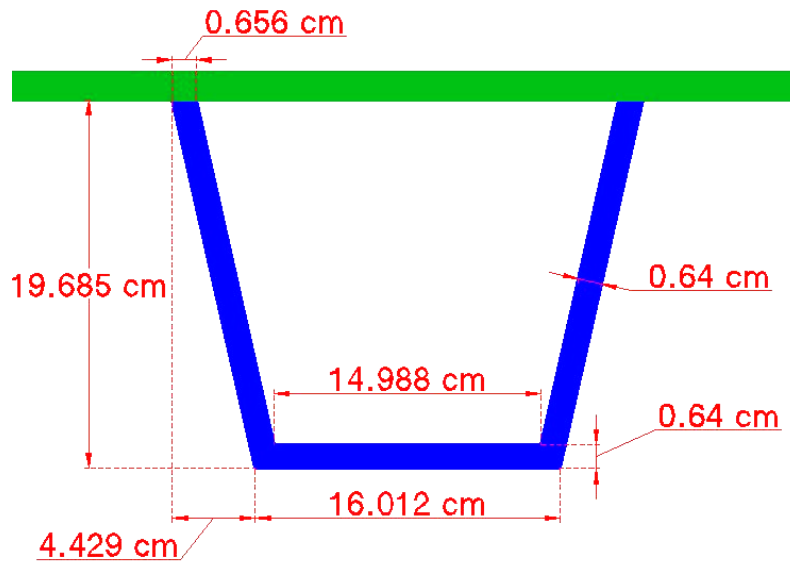


Figura 4.4.- Dimensiones de una costilla o bulbo.

Con estos datos es posible calcular las propiedades geométricas necesarias a partir de los cálculos correspondientes. Teniendo como resultado el área del bulbo  $A_b = 3.533 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ , el momento de inercia del bulbo  $I_b = 1.554 \times 10^{-5} \text{ m}^4$  y la altura del eje centroidal de este bulbo  $c_b = 0.073 \text{ m}$ . En la Figura 4.5 se muestra un dibujo de la sección de un bulbo así como sus propiedades geométricas mencionadas.

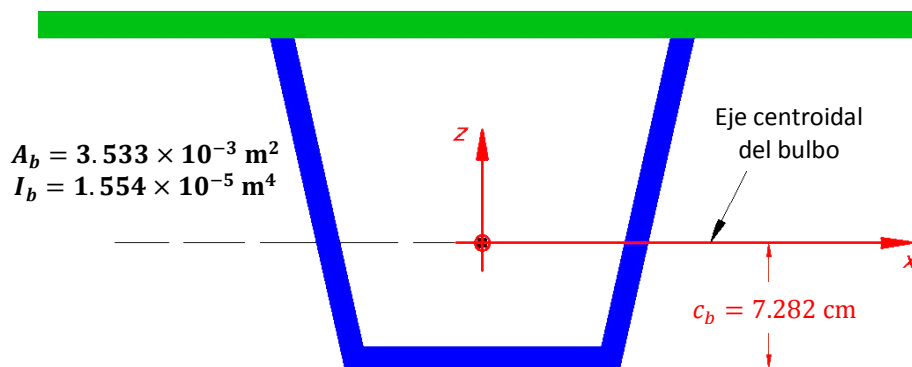


Figura 4.5.- Propiedades geométricas de un bulbo.

La sección del puente consta de 29 bulbos en la placa superior, 11 en la placa de la base y 10 en las paredes inclinadas. En la Figura 4.6 se observa la sección del puente donde se puede apreciar la altura de los ejes centroidales, tanto de los bulbos superiores e inferiores como de la sección cajón. Debe notarse que no se considera el diafragma, ya que éste no se encuentra a lo largo de todo el puente, sino a cada 4 metros, así como tampoco se considera el efecto de los bulbos en las paredes inclinadas de la sección cajón, ya que no representan un cambio importante debido a que consisten en áreas muy pequeñas y se encuentran a una corta distancia del eje neutro. Es por esto que la estimación de la altura del eje neutro para este puente es un cálculo aproximado muy conservador.

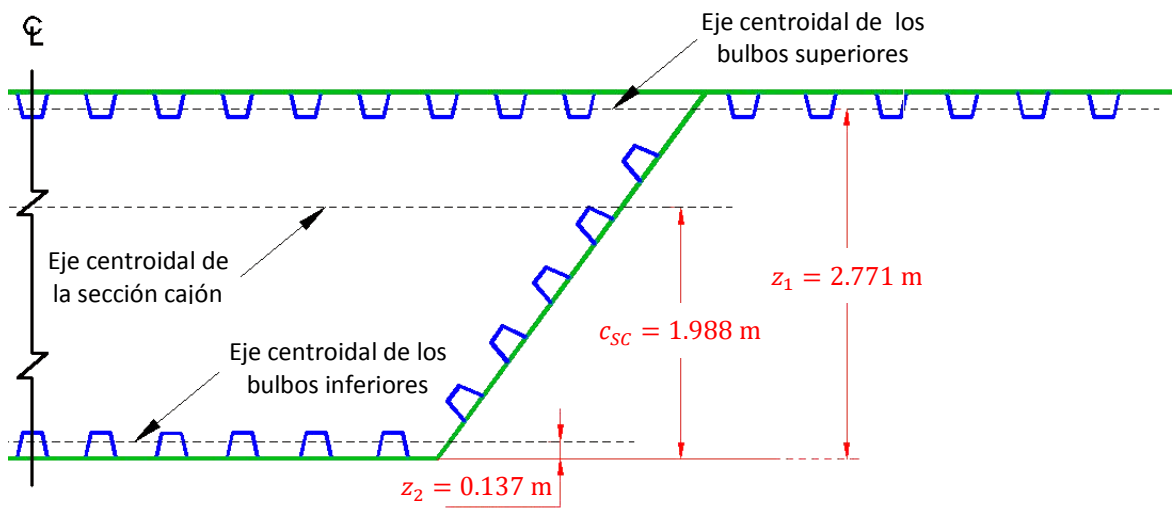


Figura 4.6.- Altura de los ejes neutros de la sección cajón y de los bulbos superiores e inferiores.

La estimación aproximada de la altura del eje neutro  $c$ , para toda la sección se calcula como indica la Ec. 4.4, considerando únicamente los 40 bulbos en la parte superior e inferior de la sección del puente.

$$c = \frac{A_{SC}c_{SC} + 29A_bz_1 + 11A_bz_2}{A_{SC} + 40A_b} \rightarrow c = 2.003 \text{ m}$$

Ec. 4.4

donde  $c$  es el eje neutro aproximado de la sección del puente,  $z_1$  y  $z_2$  son las distancias medidas desde la base de la sección del puente hasta el eje neutro de los bulbos superiores e inferiores, respectivamente como se mostró en la Figura 4.6.




Para calcular el momento de inercia  $I$ , es necesario determinar las distancias desde el eje neutro  $c$ , previamente calculado, hasta el eje neutro de cada elemento como sigue:

$$D_{SC} = c - c_{SC}, \quad D_{bs} = c - z_1, \quad D_{bi} = c - z_2$$


Ec. 4.5

donde  $D_{SC}$ ,  $D_{bs}$  y  $D_{bi}$  son las distancia desde el eje neutro de la sección completa hasta los ejes neutros de la sección cajón, de los bulbos superiores y de los bulbos inferiores, respectivamente. Por lo tanto, el momento de inercia se calcula sumando los momentos de inercia de los bulbos y de la sección cajón mediante el sistema de los ejes paralelos, de la siguiente manera:


$$I = I_{SC} + A_{SC}(D_{SC})^2 + 29[I_b + A_b(D_{bs})^2] + 11[I_b + A_b(D_{bi})^2] \rightarrow I = 0.842 \text{ m}^4$$



Momento de inercia de  
la sección cajón



Momento de inercia de  
bulbos superiores



Momento de inercia de  
bulbos inferiores

Ec. 4.6

En resumen, las propiedades geométricas de todo el sistema son:

$$c = 2.003 \text{ m}$$

$$I = 0.842 \text{ m}^4$$

La resistencia de fluencia  $F_y$  es igual a 415 MPa. Debido a que el eje neutro se encuentra más alejado de la fibra inferior, se deberá utilizar la segunda expresión de la Ec. 4.3, obteniendo:

$$M_{m\acute{a}x} \leq \frac{F_y I}{c} \rightarrow M_{m\acute{a}x} \leq 174.45 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Ec. 4.7

Finalmente, para obtener la longitud máxima para este puente es necesario determinar las cargas máximas a las que éste estará sometido. Para obtener el momento a flexión máxima se debe asumir que la carga viva se aplica como carga puntual al centro del claro y, por lo tanto, el momento máximo se encontrará en el mismo punto ( $L/2$ ). En la Figura 4.7 se muestra un esquema del puente con las cargas que debe soportar, donde  $P_c$  representa la carga viva vehicular,  $w$  la carga muerta del puente,  $R_{z1}$  y  $R_{z2}$  las reacciones en los apoyos y  $L$  la longitud total del puente.

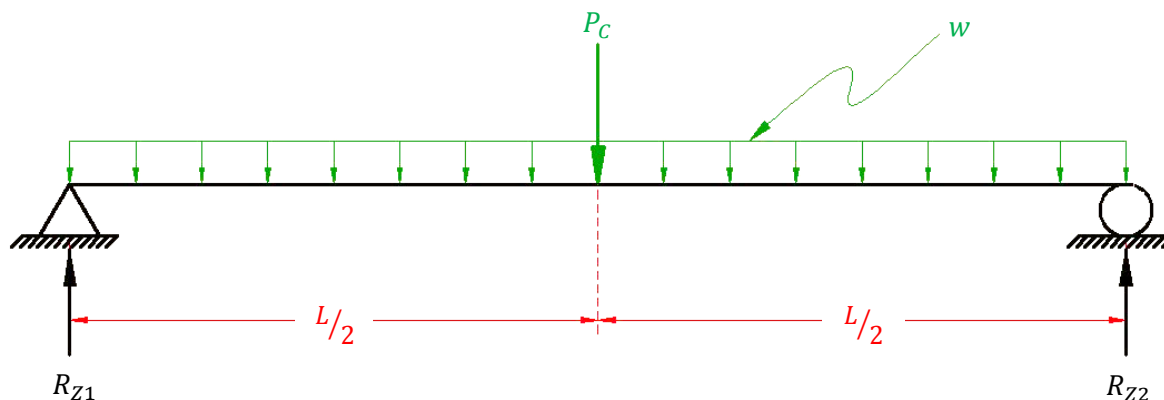


Figura 4.7.- Diagrama de cuerpo libre del puente con las cargas actuantes.

El valor de la carga uniformemente repartida  $w$ , es igual a la suma de la carga uniformemente distribuida de la sección cajón, de los bulbos y del diafragma. Se cuenta con los siguientes datos:

$$\begin{aligned} \gamma_{ac} &= 77 \text{ kN/m}^3 \text{ ----- Peso volumétrico del acero} \\ A_{SC} &= 401.19 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \text{ ----- Área de la sección transversal de la sección cajón} \\ A_b &= 3.53 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \text{ ----- Área de la sección transversal de cada bulbo} \\ V_d &= 32.83 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ ----- Volumen total de acero del diafragma} \end{aligned}$$

Por lo tanto la carga muerta del puente se calcula como se indica en la Ec. 4.8.

$$w = \underbrace{\gamma_{ac} A_{SC}}_{\text{Peso de la sección cajón}} + \underbrace{50 \gamma_{ac} A_b}_{\text{Peso de los bulbos}} + \underbrace{\frac{\gamma_{SC} V_d}{4 \text{ m}}}_{\text{Peso del diafragma}} \rightarrow w = 50.81 \text{ kN/m}$$

Ec. 4.8

El valor de la carga viva vehicular  $P_c$ , es igual al peso bruto de los modelos definidos en la Tabla 2.4. De acuerdo con el diagrama de la Figura 4.7, el momento máximo se encuentra en el centro del claro y se calcula como sigue

$$M_{\text{máx}} = \frac{P_c L}{4} + \frac{w L^2}{8}$$

Ec. 4.9

El momento máximo a flexión debe cumplir con lo establecido en la Ec. 4.7, por lo tanto, igualando estas dos ecuaciones se obtiene:

$$174,453.32 \text{ kN} \cdot \text{m} = \frac{P_c L}{4} + \frac{w L^2}{8}$$

Ec. 4.10

donde las variables son la longitud del puente  $L$ , y el peso bruto de carga viva vehicular  $P_c$ . Al igualar la Ec. 4.10 a cero para obtener el valor de  $L$ , se obtiene una ecuación cuadrática:

$$\frac{w L^2}{8} + \frac{P_c L}{4} - 174,453.32 = 0$$

Ec. 4.11

Resolviendo ésta ecuación por medio de la fórmula general se obtienen los valores de  $L$ . En la Tabla 4.1 se muestran los valores de la longitud máxima obtenidos para cada carga viva vehicular.

Tabla 4.1.- Longitud máxima permitida del puente para cada carga viva vehicular.

REGLAMENTACIÓN	CAMIÓN	PESO BRUTO $P_c$	LONGITUD DEL PUENTE $L$
AASHTO (2007)	HS-44	325.00 kN	159.46 m
SCT (2001), con pesos excedidos	T3-S2-R4	958.24 kN	147.94 m
García Soto <i>et al.</i> (2010)	S/N	757.23 kN	151.50 m

En la Figura 4.8 se muestran los diagramas de momento flexionante para cada valor de  $P_c$ , donde puede observarse que, al tener el mismo valor de momento máximo como indica la Ec. 4.10, la longitud máxima permitida varía, obteniendo una longitud crítica para el peso de camiones excedidos de la SCT (línea roja en la Figura 4.8), igual a 147.94 metros.



Figura 4.8.- Diagramas de momento flexionante del puente para cada carga viva vehicular.

Como era de esperarse, la carga  $P_c$  con el mayor valor provoca una longitud  $L$  menor o crítico para la longitud del puente. Por lo tanto, la longitud del puente modelado deberá ser menor que la longitud crítica obtenida en estos cálculos. La longitud crítica es  $L_{m\acute{a}x} = 147.94$  metros. Para este trabajo de tesis, la longitud total del modelo será de  $L = 128$  metros, que representa un 88% de la longitud máxima permitida para las cargas que se aplicarán.

## 4.2 Consideraciones del modelo estructural

En la Figura 4.9 se muestra el dibujo de la sección transversal del puente Tampico a modelar. Este dibujo creado en AutoCad se guardó con un formato de dominio “.dxf” que es el tipo de archivo necesario para poder importar, desde el programa SAP2000, las líneas dibujadas en AutoCad.

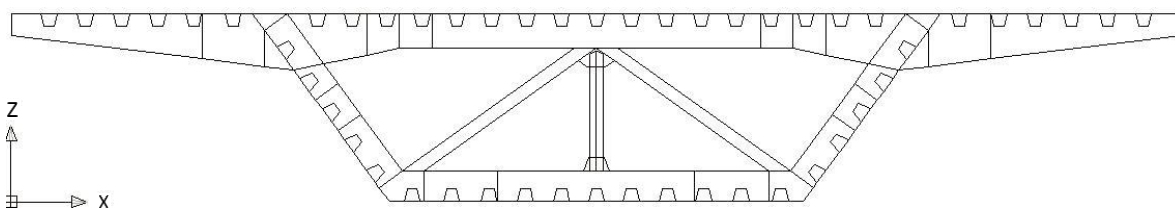


Figura 4.9.- Dibujo en AutoCad de la sección transversal del puente Tampico para importar desde SAP

Desde el programa SAP2000 se importó el dibujo de AutoCAD obteniendo elementos tipo *Frame* a partir de los cuales, usando el comando *Extrude*, se crearon elementos *Shell* (placas), definiendo los espesores como se muestran en la Figura 4.10: el primero, con el nombre de *Bulbos* (color azul), y un espesor de 0.0064 metros para las costillas trapezoidales; el segundo, con el nombre *Sección cajón* (color verde), que tiene un espesor de 0.0127 metros para las placas que forman la sección cajón; y el tercero con el nombre *Diafragma* (color rojo), con un espesor de 0.0095 metros para los elementos que forman el refuerzo transversal. Lo anterior está en base a las dimensiones de la sección del puente Tampico.

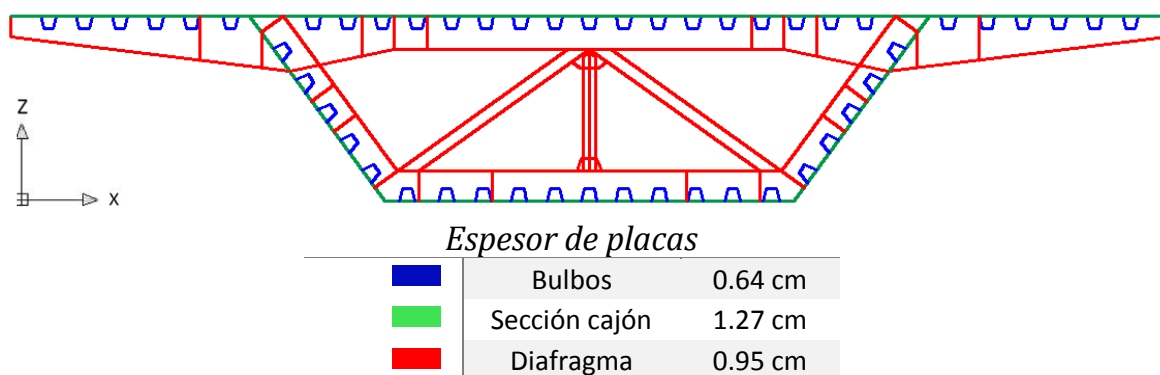


Figura 4.10.- Espesores de las placas de acero que conforman al puente.

La sección del puente Tampico cuenta con un refuerzo transversal a cada 4 metros, por lo tanto primero se creó una sección del puente con esta longitud. En la Figura 4.11 se muestra el refuerzo transversal que cuenta con un poste en la parte central, dos vigas de sección "I" en diagonal y el diafragma que proporciona rigidez a la estructura.

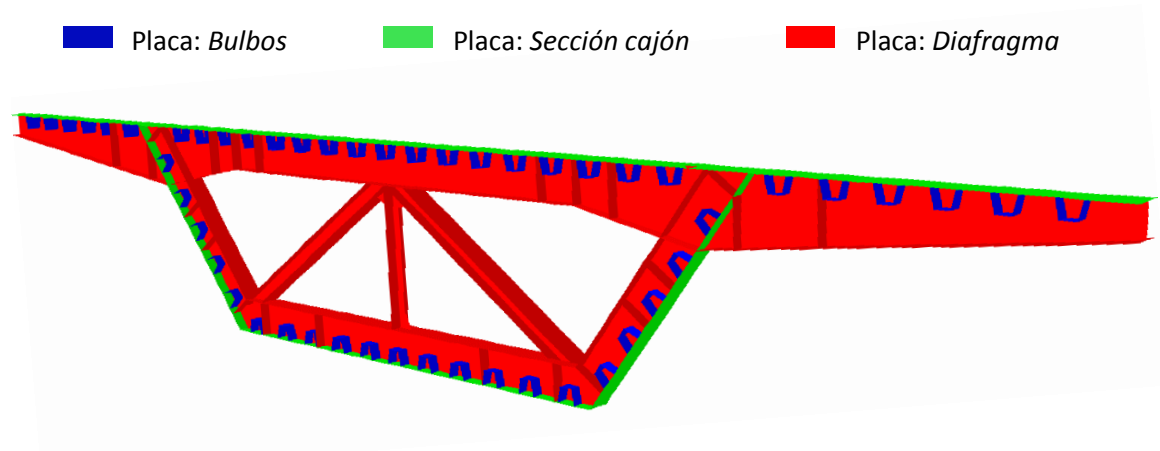
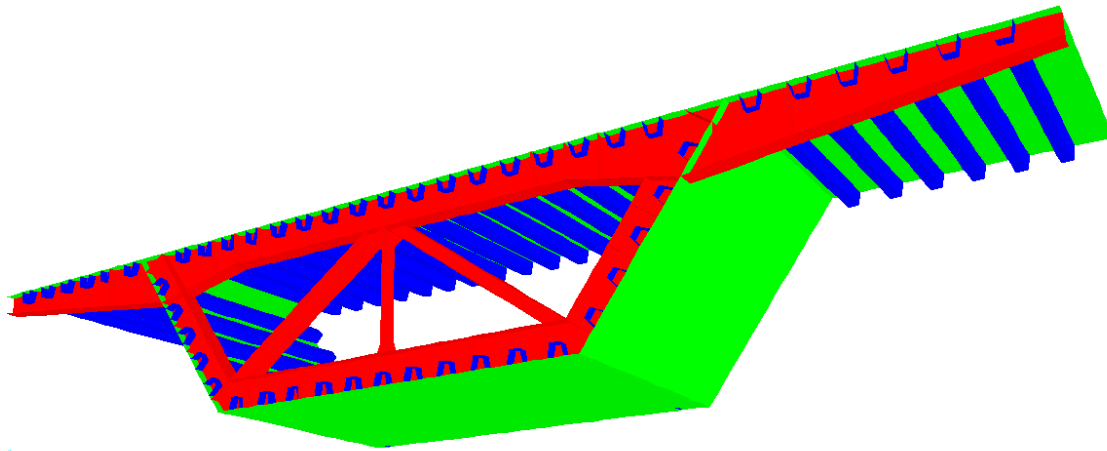


Figura 4.11.- Refuerzo transversal creado en SAP2000.

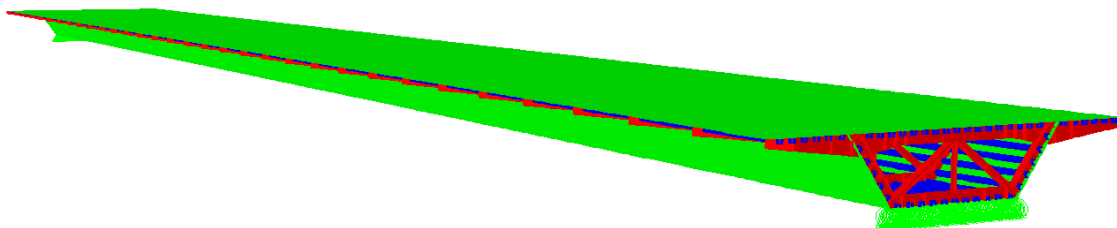
---

Para completar la sección de 4 metros, las placas *Sección cajón* y *Bulbos* se extienden 3.7 metros a lo largo del puente, en la Figura 4.12 se puede apreciar un tramo de 4 metros, el cual se repite 32 veces para alcanzar la longitud total del puente a modelar de 128 metros.



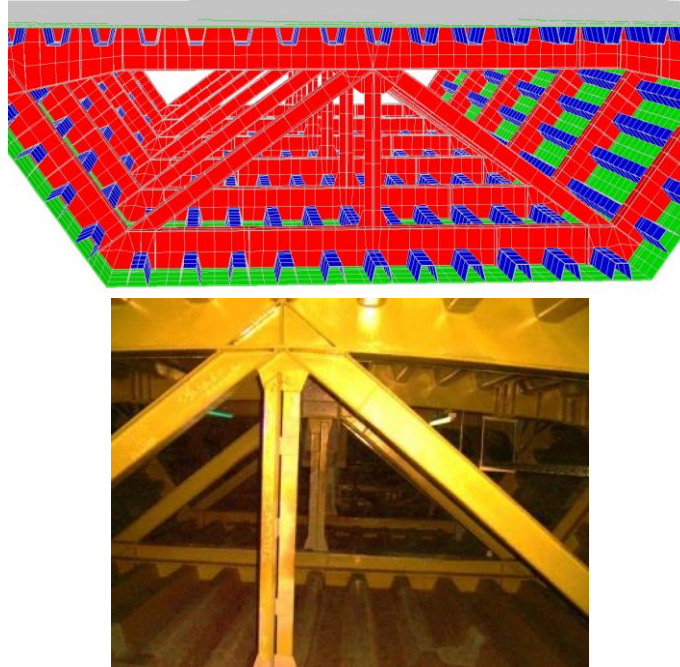
**Figura 4.12.- Modelo de un tramo de 4 metros del puente creado en SAP2000.**

Finalmente, los apoyos se encuentran en los extremos del puente de 128 metros de manera que trabaje como una viga simplemente apoyada. En un extremo se colocó un apoyo fijo, restringiendo los desplazamientos transversales, verticales y longitudinales, dejando los giros libres; y en el otro extremo se colocó un apoyo deslizante, restringiendo los desplazamientos verticales y transversales, dejando libres los giros y el desplazamiento longitudinal, obteniendo el modelo que se muestra en la Figura 4.13.



**Figura 4.13.- Modelo del puente completo de 128 metros creado en SAP2000.**

En la Figura 4.14 se muestra una comparación entre la sección real del puente Tampico (abajo), y el modelo creado en SAP2000 (arriba), donde se pueden apreciar los bulbos, la sección cajón y el diafragma con los colores que caracterizan a cada elemento del puente.



**Figura 4.14.- Comparación del interior del modelo de análisis en SAP2000 (arriba), con una fotografía del puente Tampico (abajo).**

En el uso de elementos finitos, la tarea de crear y modificar acoplamientos finitos de los elementos del sistema (mesh), puede ser complicada. Es importante el hecho de emparejar y conseguir acoplamientos compatibles nodo a nodo en planos que se intersectan. El programa SAP2000 cuenta con herramientas que permiten crear un mallado automáticamente para los elementos área. Estos parámetros incluyen las variables tales como tamaño de acoplamientos y espaciamientos. Para el modelo de análisis de este trabajo, se utilizó un mallado que limita a los elementos a un tamaño no mayor de 30 centímetros, lo cual se hizo con la intención de continuar los estudios de fatiga utilizando este mismo modelo de puente, permitiendo que se coloquen las huellas de los camiones en distintas posiciones sobre todo el puente. El modelo realizado cuenta con 199,672 elementos área tipo *Shell* y 168,381 nodos.

### **4.3 Análisis de cargas**

Las cargas viva y muerta que actúan en el puente son las descritas en el apartado 2.5. Sin embargo, de acuerdo con el reglamento de la AASHTO, para la evaluación de fatiga se toma en cuenta solamente un camión de diseño al centro del puente, multiplicado por su factor de carga (0.75), despreciando la carga muerta del puente.

Las cargas vehiculares definidas anteriormente están caracterizadas en pesos por eje, sin embargo para aplicar las cargas de forma más precisa, es necesario calcular el peso que transmiten

---

los neumáticos a la estructura, suponiendo que en cada eje se encuentran dos áreas de neumáticos o huellas de  $0.09 \text{ m}^2$  que transmiten la carga del vehículo. Se determinó la misma área para todas las huellas, sin tomar en cuenta que en algunos ejes se cuenta hasta con 4 neumáticos, debido a que no es un factor que influya en los resultados ya que la carga en los ejes es la misma.

Las huellas se aplican al centro del puente. Las huellas de carga que se aplican en el modelo son de  $30 \times 30$  centímetros cada una. En cada eje se colocan dos huellas separadas entre sí por 1.80 metros, que corresponde al ancho de los camiones de diseño. Por lo tanto, el peso para cada huella se calcula como sigue:

$$\sigma_h = \frac{P_e}{2(0.30 \times 0.30)}$$

**Ec. 4.12**

donde  $\sigma_h$  es la presión ejercida por la huella debido a cada peso de eje  $P_e$ .

En el caso de los materiales dúctiles, el crecimiento de fisuras por fatiga ocurre por la formación de planos de deslizamiento, provenientes de la deformación plástica de la partícula más desfavorablemente orientada. Es por esto que se seleccionan los esfuerzos principales máximos del modelo bajo las cargas de los camiones de diseño para el análisis de fatiga.

#### **4.3.1 Camión de diseño para fatiga propuesto por AASHTO (2007)**

El camión de diseño que propone el AASHTO para el análisis en puentes por fatiga es el HS-44. Este camión tiene un peso bruto de 325 kilonewtons, distribuido en sus tres ejes como se muestra en la Figura 4.15: en el eje delantero tiene un peso de 35 kilonewtons y los ejes traseros cargan 145 kilonewtons cada uno. La separación entre el eje delantero y el eje del centro es de 4.30 metros y la separación entre los dos ejes de 145 kilonewtons es de 9.00 metros. Por lo tanto, aplicando la Ec. 4.12 para cada carga de los ejes del camión, se obtienen los siguientes valores:

Presión de las huellas delanteras:  $\sigma_h = 194.44 \text{ kN/m}^2$

Presión del resto de las huellas:  $\sigma_h = 805.56 \text{ kN/m}^2$

Finalmente, las huellas de carga, que tienen un área de  $0.09 \text{ m}^2$  ( $0.30 \times 0.30$  centímetros), que se deben aplicar en el modelo del puente son las mostradas en la Figura 4.15.



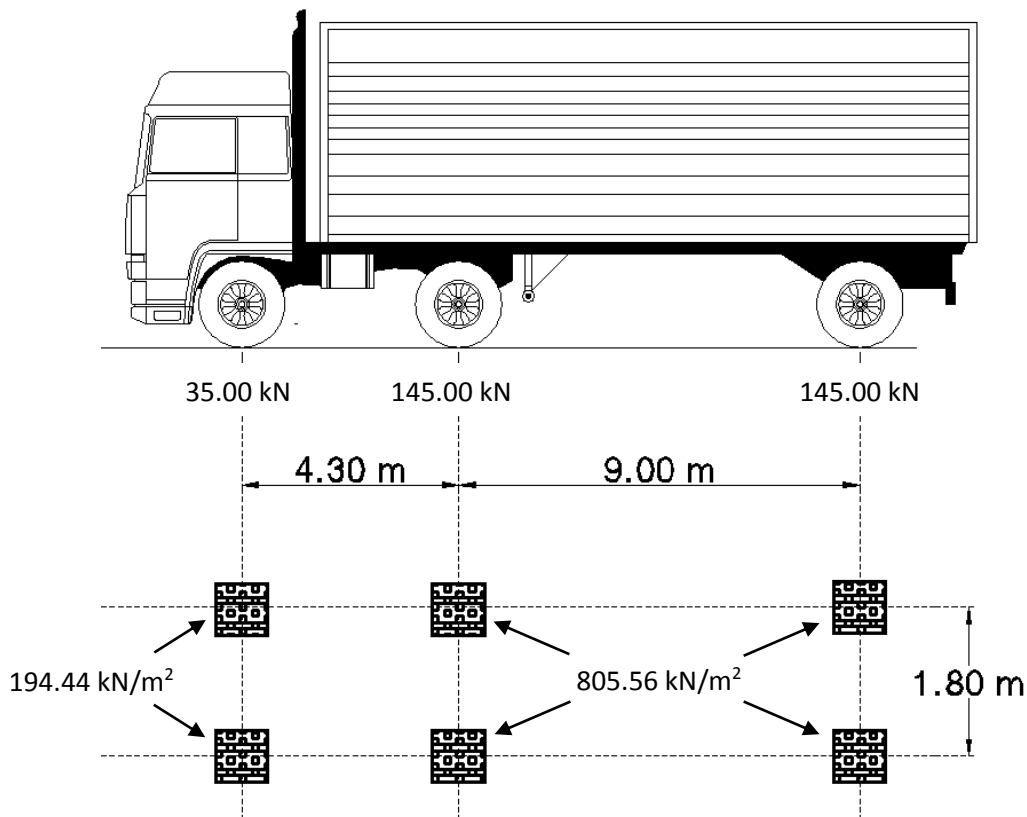


Figura 4.15.- Peso de los ejes y huellas del camión de diseño HS-44.

Las huellas de carga deben ser aplicadas en el centro del puente, donde puede generar elementos mecánicos más importantes.

En la Figura 4.16 se muestra un diagrama de la posición de las huellas con referencia a las dimensiones del puente y la dirección del tráfico para los carriles. Las huellas de carga de la parte trasera se colocaron a 7.20 metros de distancia del centro del puente, esta distancia se calculó de acuerdo a lo indicado por Tonias (1995), donde el centro del claro del puente pasa a una misma distancia del centroide de cargas y de la huella del camión más cercana a dicho centroide.

Generalmente los camiones pesados transitan en los carriles de baja velocidad, por lo tanto las huellas de carga se colocaron en uno de los carriles exteriores, a 1.20 metros del extremo del puente, tal y como se indica en la Figura 4.16.

Una vez aplicadas las huellas de carga se hace correr el programa de elementos finitos SAP200 para obtener los esfuerzos que actúan en las placas y nodos del modelo.

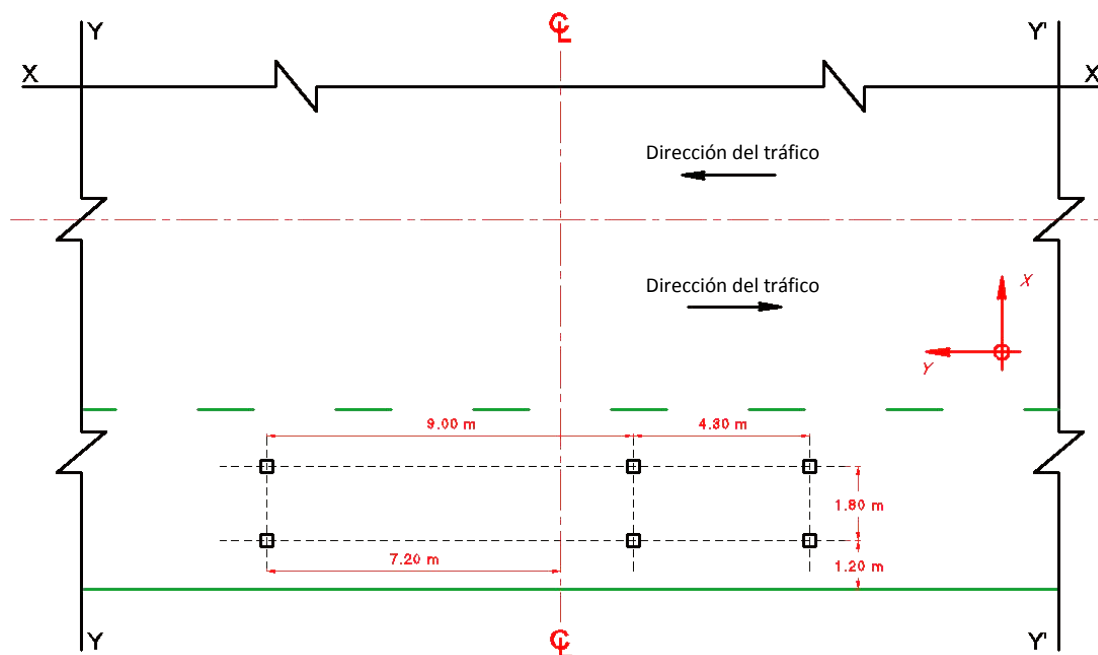


Figura 4.16.- Colocación de huellas de carga del camión de diseño HS-44 sobre el modelo del puente.

Entre los datos que arroja el programa SAP2000 se deben tomar en cuenta el *número del elemento área*, el *número de nodo* y los esfuerzos que se presentan en cada elemento del modelo. Debido a que solamente se presenta una condición de cargas (la carga viva vehicular), se toma como esfuerzo mínimo el valor de cero, es decir, la ausencia de carga vehicular. Por lo tanto, el rango de esfuerzos es igual al esfuerzo máximo de tensión obtenido de los datos proporcionados por el SAP2000, tomando en cuenta los factores que se indicaron en la Tabla 2.3; el factor de 0.75 de carga viva y el incremento del 15% por impacto, obteniendo como resultado un factor de 1.1125. En la Tabla 4.2 se muestran los esfuerzos más relevantes registrados en el modelo del programa de elementos finitos.

Tabla 4.2.- Amplitud de esfuerzos máximos obtenidos del modelo bajo las cargas del camión de diseño HS-44.

ELEMENTO ÁREA	NODO	ESFUERZO MÁXIMO (MPa)	RANGO DE ESFUERZOS (MPa)
113642	95123	104.1747	104.1747
113642	95122	102.6249	102.6249
101161	84709	102.2005	102.2005
101161	84710	101.1377	101.1377
113246	95190	88.2427	88.2427

El esfuerzo máximo de tensión que actúa sobre la estructura del puente es de  $104.2 \text{ MPa}$  ( $0.25 F_y$ ), mientras que el esfuerzo a compresión máximo es de  $-78.9 \text{ MPa}$  ( $-0.19 F_y$ ). Como se vio anteriormente en los trabajos experimentales por Ibrahim (2006), las grietas de fatiga se detectan principalmente en los pliegues de las vigas corrugadas. Por lo tanto se puede asumir que, en el modelo del puente, es en los bulbos donde puede darse las fallas por fatiga. Un hecho que confirma esta teoría es que los nodos donde se encuentran las amplitudes de esfuerzos máximos corresponden a los pliegues de los bulbos. Estos nodos pueden observarse en la Figura 4.17, indicados con un punto rojo en el esquema de la sección (arriba), y dentro de un círculo negro en una perspectiva del modelo (abajo).

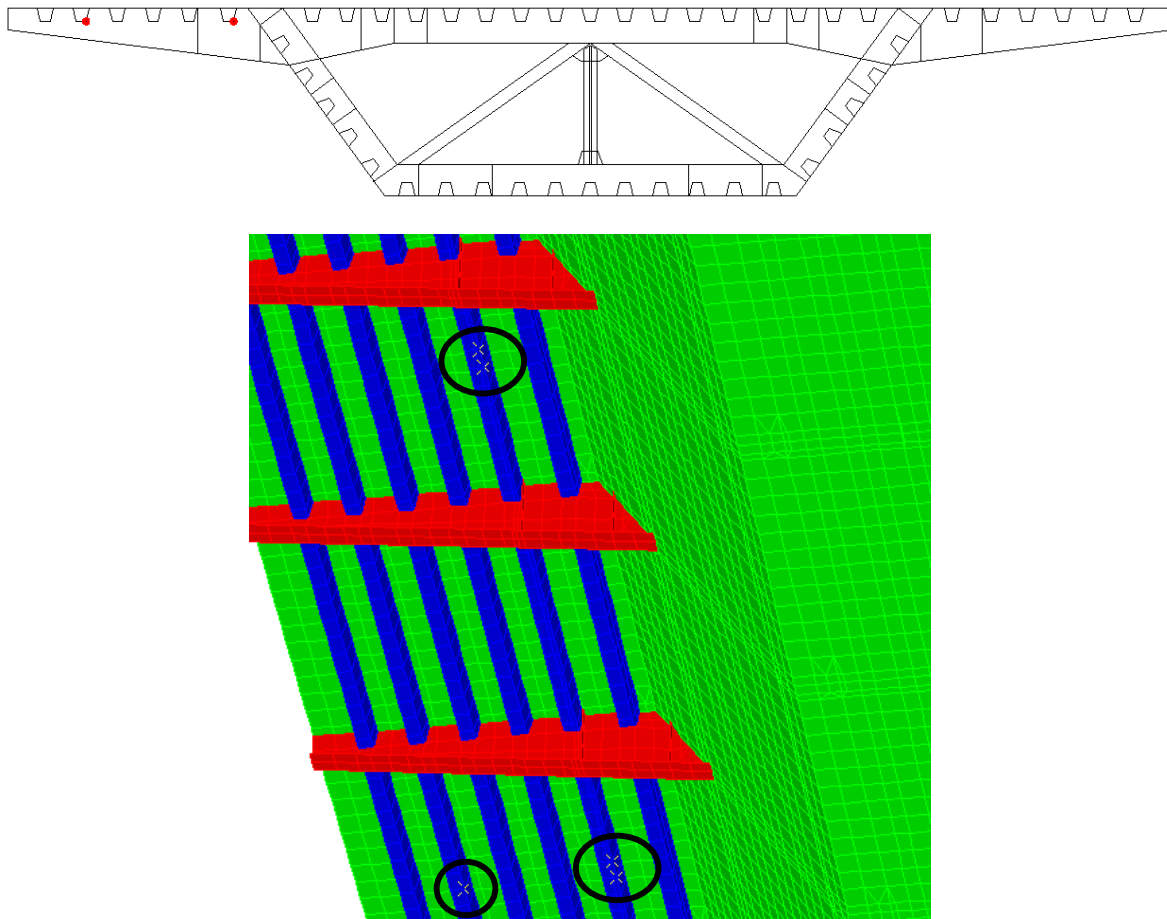


Figura 4.17.- Ubicación de los nodos de elementos con esfuerzos máximos bajo la carga vehicular propuesta por AASHTO (2007).

El espesor de los bulbos es de 0.64 centímetros, por lo tanto, los datos necesarios para el análisis a fatiga son los siguientes:

Amplitud de esfuerzos máxima:  $104.17 \text{ MPa}$

Espesor de la placa:  $0.0064 \text{ m}$

### 4.3.2 Camión T3-H2-R4 con peso excedido promedio

En la Figura 4.18 se muestran las cargas en los ejes del camión T3-S2-R4 con peso bruto excedido promedio que presenta la SCT (2001). El peso bruto es de 958.24 kilonewtons y está distribuido en 9 ejes: en el eje delantero carga un peso de 70 kilonewtons mientras que el resto de los ejes cargan un peso de 111.03 kilonewtons cada uno. Las distancias entre los ejes de este camión están indicadas en la Figura 4.18.

Las huellas de carga para este camión que se deben aplicar al modelo son de  $30 \times 30$  centímetros y la presión que ejerce cada una se calcula con la Ec. 4.12, obteniendo los siguientes valores:

Presión de huellas delanteras:  $\sigma_h = 388.89 \text{ kN/m}^2$

Presión del resto de las huellas:  $\sigma_h = 616.83 \text{ kN/m}^2$

En base a esto, las huellas de carga se distribuyen como se muestra en la Figura 4.18, sin olvidar que cada huella tiene un área de  $0.09 \text{ m}^2$ .

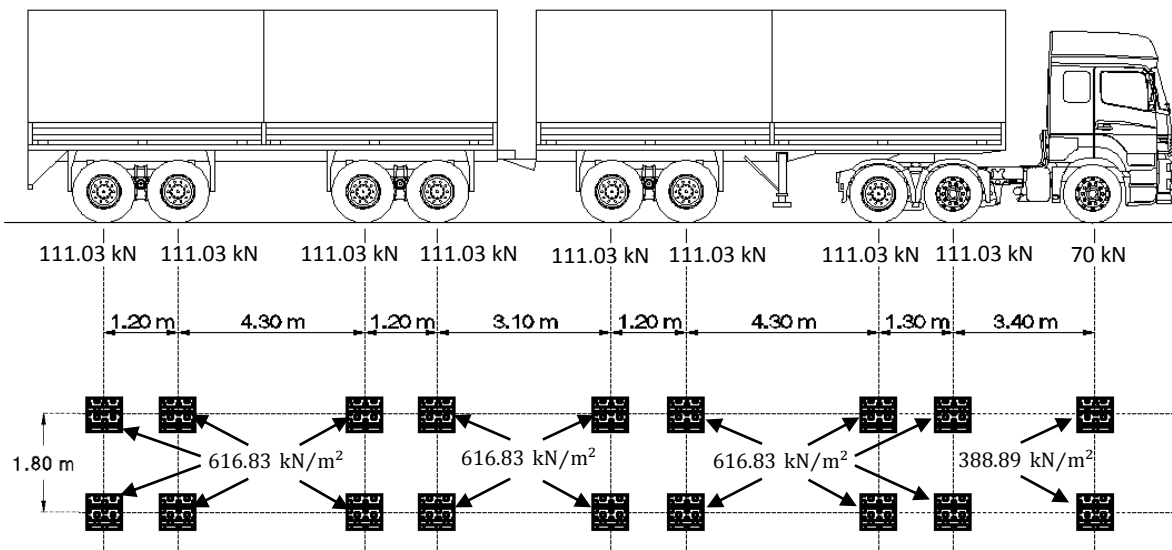


Figura 4.18.- Distribución de cargas del camión H3-S2-R4 con peso bruto excedido.

Al igual que las huellas de carga del camión HS-44, las huellas de carga de este camión se aplican en el centro del puente ortotrópico modelado, como se puede observar en la Figura 4.19, donde se muestra un diagrama con la posición de las huellas de carga del camión T3-H2-R4 y la dirección del tráfico. Las huellas de carga traseras se encuentran a una distancia de 9.80 metros del

centro del puente y están colocadas en un carril de baja velocidad, a 1.20 metros del extremo del puente.

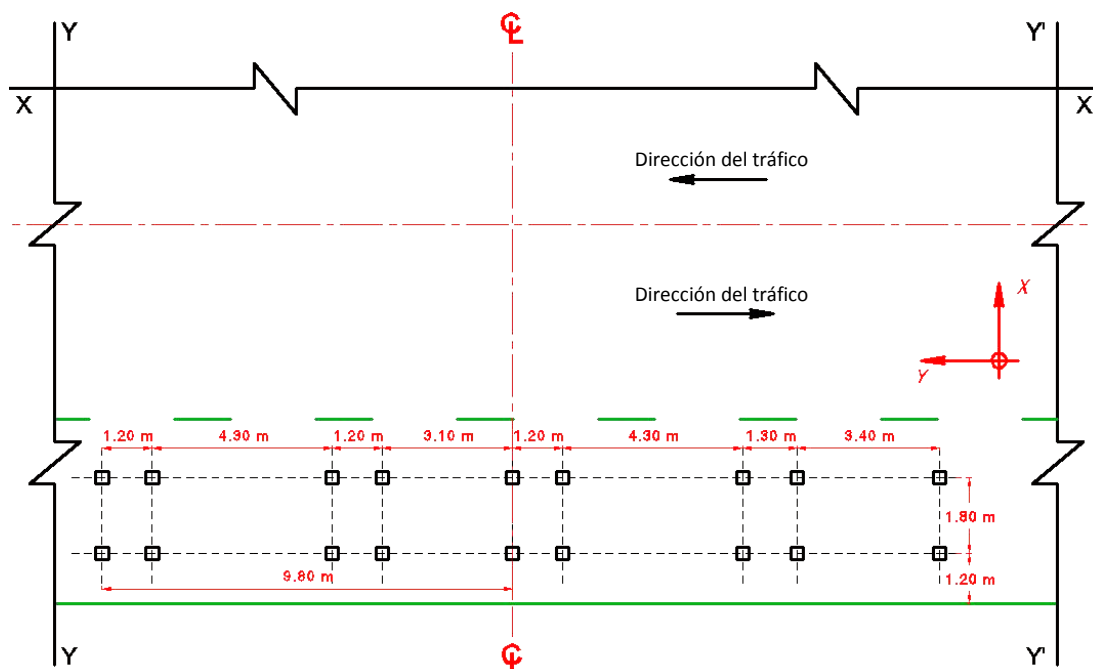


Figura 4.19.- Colocación de huellas de carga del camión T3-S2-R4 con peso bruto excedido de la SCT.

Una vez aplicadas las huellas de carga se hace correr el programa de elementos finitos SAP2000 para obtener los esfuerzos que actúan en las placas y nodos del modelo obteniendo los datos mostrados en la Tabla 4.3.

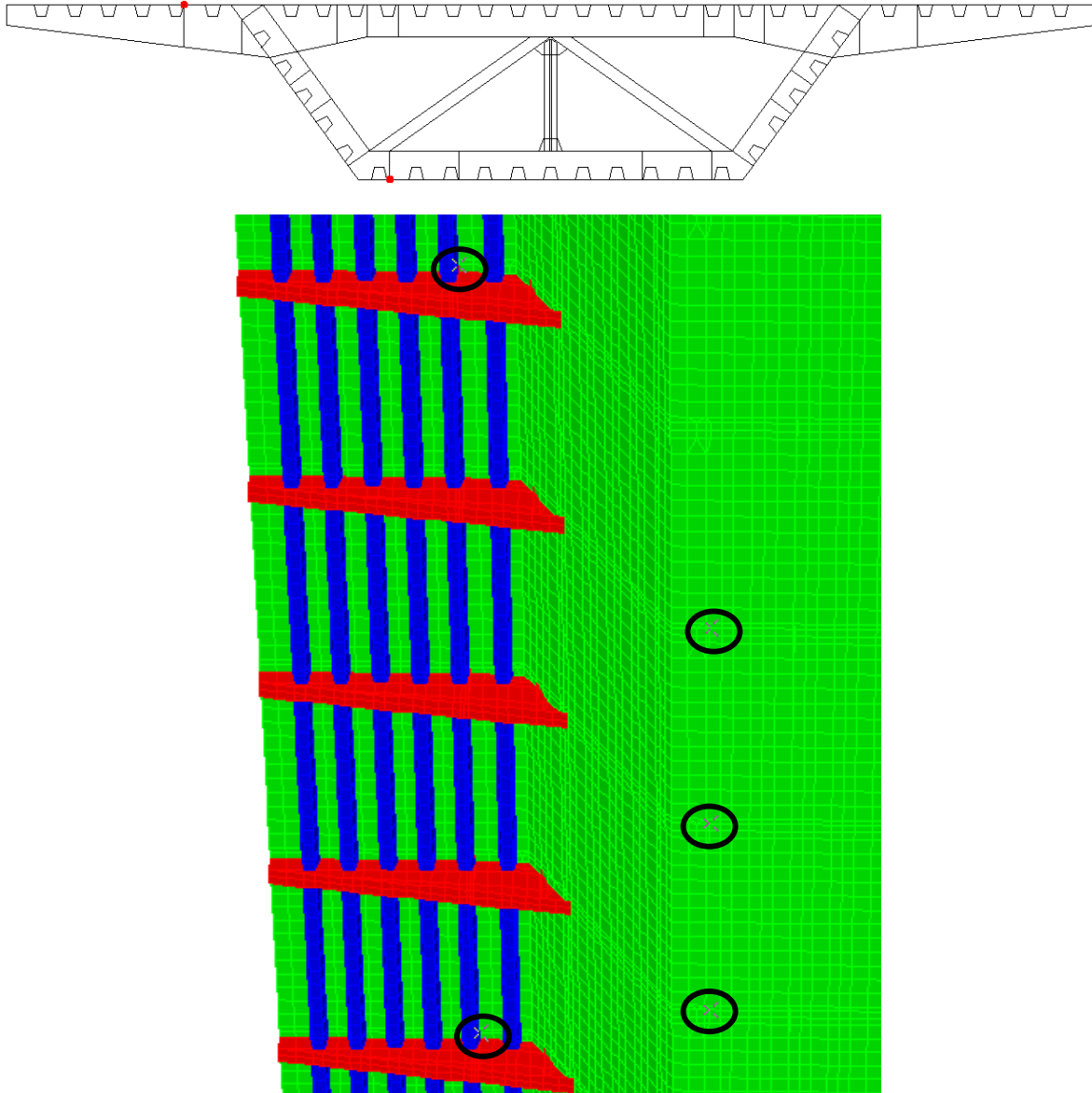
Tabla 4.3.- Amplitud de esfuerzos máximos obtenidos del modelo bajo las cargas del camión T3-S2-R4 con peso excedido.

ELEMENTO ÁREA	NODO	ESFUERZO MÁXIMO (MPa)	RANGO DE ESFUERZOS (MPa)
115335	96739	107.6996	107.6996
90379	75919	100.0135	100.0135
102887	86320	97.9592	97.9592
96648	81115	97.0547	97.0547
109126	91525	95.6899	95.6899

En los datos que arrojó este modelo se obtuvieron esfuerzos máximos hasta de 107.7 MPa ( $0.26 F_y$ ) y mínimos de hasta  $-119.3$  MPa ( $-0.29 F_y$ ). En la Figura 4.20 se ubican los nodos indicados en la Tabla 4.3, donde se muestra un esquema de la sección del puente (arriba), con

---

puntos rojos que indican los elementos con esfuerzos máximos, así mismo se muestran dentro de círculos negros en la imagen del modelo (abajo). Se observa que las placas donde actúan los esfuerzos máximos forman parte de la sección cajón.



**Figura 4.20.- Ubicación de los nodos con esfuerzos máximos bajo la carga vehicular del camión H3-S2-R4 con sobrepeso determinado por la SCT (2001).**

El espesor de las placas que conforman la sección cajón es de 1.27 centímetros, por lo tanto, los datos necesarios para el análisis a fatiga son los siguientes:

Rango de esfuerzos máximo: 107.70 MPa

Espesor de la placa: 0.0127 m

### 4.3.3 Camión de diseño propuesto por García Soto *et al.* (2010)

El camión de diseño propuesto por García Soto establece que para claros mayores de 90 metros se debe considerar una carga distribuida. Sin embargo, lo anterior es utilizado para representar el tren de cargas móviles, lo cual no es necesario para este trabajo, por lo tanto, deben aplicarse las cargas como señala la Figura 4.21.

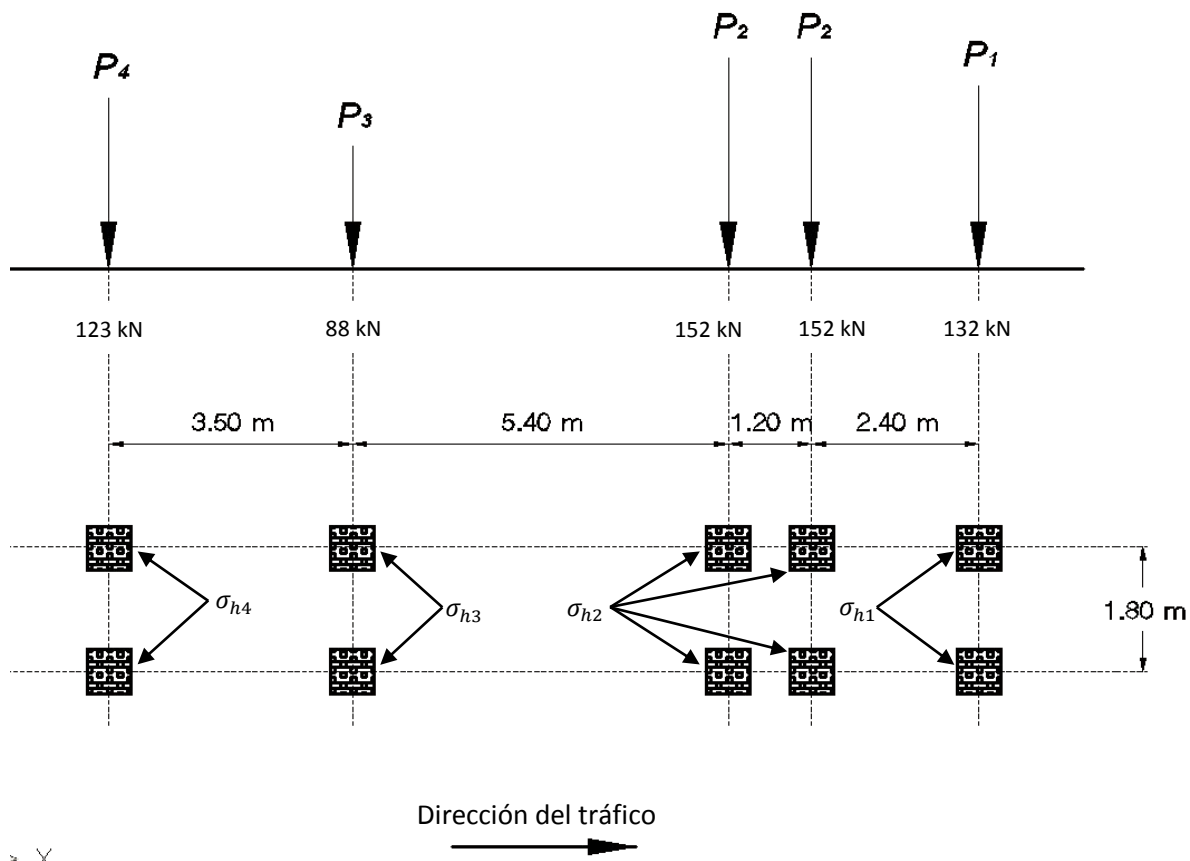


Figura 4.21.- Distribución de cargas para el camión de diseño propuesto por García Soto *et al.* (2010).

Conforme a lo indicado en la Ec. 4.12, la presión en las huellas de carga para este camión de diseño es la siguiente:

Presión de huellas para la carga  $P_1$ :  $\sigma_{h1} = 733.33 \text{ kN/m}^2$

Presión de huellas para la carga  $P_2$ :  $\sigma_{h2} = 844.44 \text{ kN/m}^2$

Presión de huellas para la carga  $P_3$ :  $\sigma_{h3} = 488.89 \text{ kN/m}^2$

Presión de huellas para la carga  $P_4$ :  $\sigma_{h4} = 683.33 \text{ kN/m}^2$

Así, las huellas de carga se aplican en el centro del puente modelado, como indica la Figura 4.22, colocándolas de forma análoga a los camiones mencionados anteriormente, a 1.20 metros de un extremo del puente. Las huellas traseras se encuentran a 8.10 metros del centro del puente.

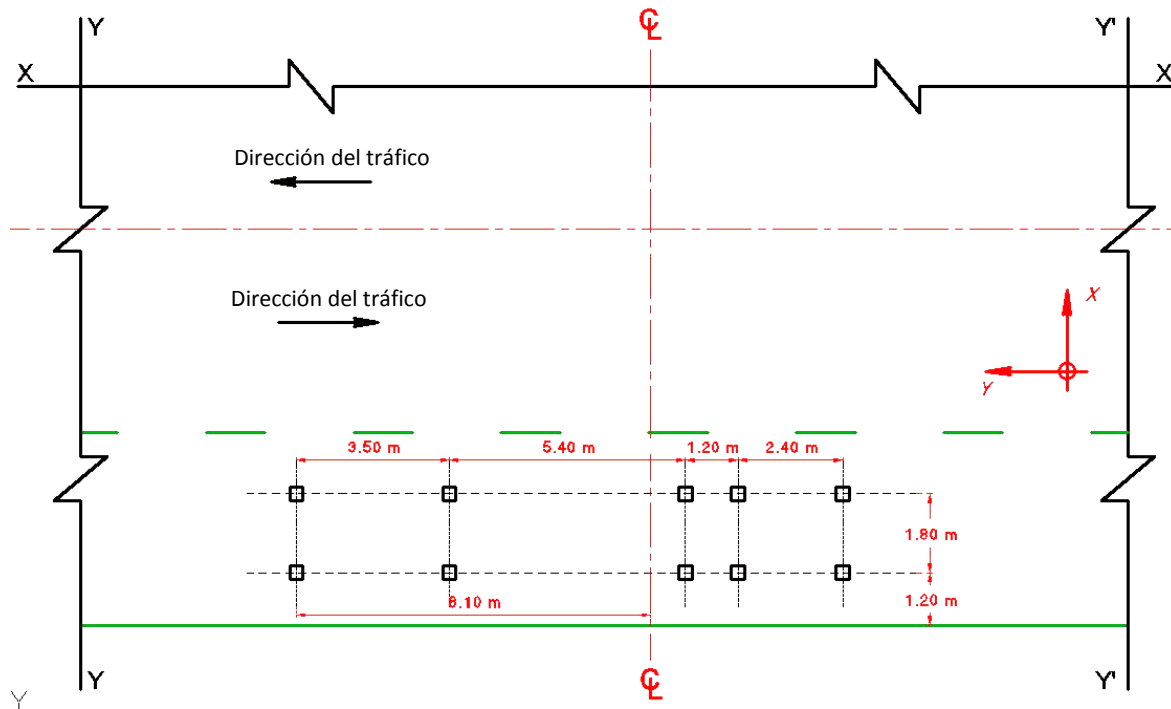


Figura 4.22.- Colocación de huellas de carga del camión de diseño propuesto por García Soto.

Al calcular el rango de esfuerzos para los elementos, se seleccionan los valores máximos mostrados en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4.- Amplitud de esfuerzos máximos obtenidos del modelo bajo las cargas del camión de diseño de García Soto.

ELEMENTO	ÁREA	NODO	ESFUERZO MÁXIMO (MPa)	RANGO DE ESFUERZOS (MPa)
95494		80454	102.4036	102.4036
96618		81124	101.5127	101.5127
95849		80773	97.1083	97.1083
99305		80462	93.3402	93.3402

Del análisis del modelo se obtuvieron esfuerzos máximos de hasta 102.4 MPa ( $0.25 F_y$ ) y mínimos de  $-138.8$  MPa ( $-0.33 F_y$ ). Debe recordarse que el rango de esfuerzos es simplemente la



---

diferencia entre los esfuerzos máximo y mínimo que soporta un elemento y ya que para el análisis de fatiga no se considera el peso propio del puente, se asume que el esfuerzo mínimo, es decir, cuando no se aplica la carga viva vehicular, es siempre igual a cero.

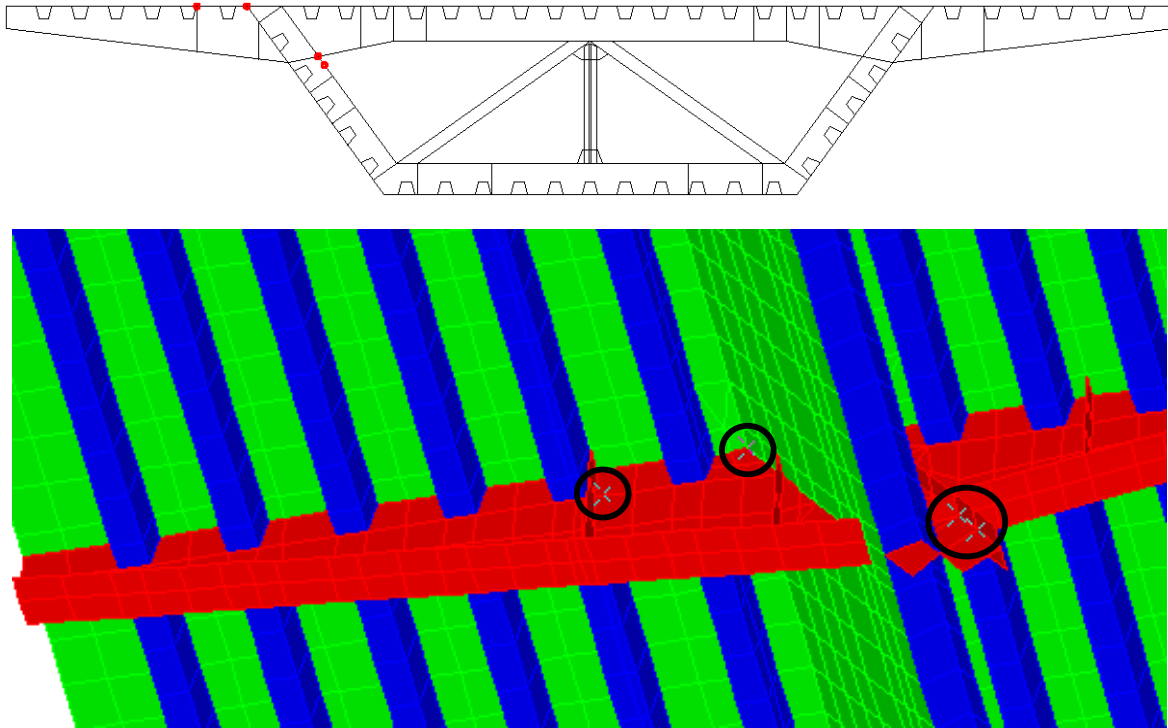


Figura 4.23.- Ubicación de los nodos con esfuerzos máximos bajo la carga vehicular del camión de diseño propuesto por García Soto *et al.* (2010).

En el modelo del puente ortotrópico, se identificaron los elementos especificados en la Tabla 4.4 y en la Figura 4.23 se muestra la ubicación de los nodos con esfuerzos máximos.

Se observa que los esfuerzos máximos se encuentran principalmente en el diafragma y en la sección cajón. Por lo tanto el espesor que se debe considerar para el análisis de fatiga será el menor, el cual corresponde al espesor del diafragma de 0.95 centímetros. Los datos necesarios para el análisis son los siguientes:

Rango de esfuerzos máximo: 102.40 MPa

Espesor de la placa: 0.0095 m

En resumen, en la Tabla 4.5 se observan los datos obtenidos para cada modelo de carga vehicular, tales como el elemento dañado del puente, el espesor de las placas y la amplitud de esfuerzos.

**Tabla 4.5.- Amplitud de esfuerzos obtenidos para el análisis de fatiga.**

<b>Carga viva vehicular</b>	<b>Elemento dañado</b>	<b>Espesor de placas (m)</b>	<b>Peso bruto (kN)</b>	<b>Rango de esfuerzos (MPa)</b>
<b>Camión de diseño HS-44 (AASHTO)</b>	Bulbo	0.0064	325	104.17
<b>Camión T3-S2-R4 con peso excedido (SCT)</b>	Sección cajón	0.0127	958.24	107.70
<b>Camión de diseño propuesto por García Soto</b>	Diafragma	0.0095	647	102.40

Puede observarse que el valor del rango de esfuerzos no depende estrictamente del peso bruto. Por ejemplo, a pesar de que el camión de diseño de García Soto es más pesado que el camión propuesto por la AASHTO, el rango de esfuerzos del primero es menor que el rango de esfuerzos del segundo. Esto puede ser debido a que el peso bruto del camión de diseño de García Soto se encuentra distribuido en 5 ejes provocando que la concentración de esfuerzos en la estructura disminuya.

También debe notarse que, aunque en las consideraciones de diseño del puente se indicó que la parte de la sección del puente que se encuentra por arriba del eje neutro trabaja sólo a compresión, en el modelo se encontraron altos esfuerzos de tensión en esta zona. Esto se debe a que, al aplicar las cargas vehiculares sobre el extremo del puente, se generan esfuerzos internos como si el ala fuera una viga en voladizo.

---

## Capítulo 5. ANÁLISIS DE FATIGA

En la ruta hacia la determinación de la vida a fatiga, es importante destacar que existen incertidumbres, las cuales pueden ser debido a las propiedades de los materiales, debido a las imperfecciones que existen en su interior; el tipo de puente, ya que puede tratarse de un puente atirantado, colgante y/o simplemente apoyado; y las cargas en función de los parámetros mecánicos y que pueden ser generadas por una gran variación de cargas vehiculares o por los fenómenos naturales.

El proceso de fatiga bajo cargas de servicio es estocástico por naturaleza ya que su comportamiento es intrínsecamente no determinístico, como se demostró en los trabajos experimentales realizados por Ibrahim (2006), ya que los especímenes no producen siempre la misma reacción a partir de las mismas condiciones de carga. Para el caso de este trabajo, se estudia un modelo de puente sin tomar en cuenta las cargas debidas a los fenómenos naturales (viento, lluvia, sismo, etc.), y se utilizan cargas vivas vehiculares constantes por lo que se deben considerar las incertidumbres relacionadas con las propiedades de los materiales.

En el Capítulo 3 se indicó que para calcular el número de ciclos a la fatiga se utiliza la Ec. 3.18, sustituyendo el valor del rango del factor de intensidad de esfuerzos de la Ec. 3.19, se tiene que:

$$N = \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{C(1.12\Delta\sigma\sqrt{\pi a})^m}$$

Ec. 5.1

Así también se indicaron los valores que intervienen en esta ecuación, resumidos a continuación:

$$a_i = 0.005 \text{ cm}$$

$$C = 3.0642 \times 10^{-14} \text{ m}^{1.5} / \text{MPa}^2$$

$$m = 3$$

Estos valores son parámetros que describen las características de fatiga de los materiales, los cuales generalmente tienen imperfecciones que dificultan la predicción de su comportamiento. De acuerdo con Patrón y Cremona (2007), los valores de estos parámetros pueden seguir una distribución normal o una distribución log-normal. Por ejemplo, el tamaño de grieta inicial sigue una distribución log-normal con un coeficiente de variación  $CV_{a_i} = 0.36$ , para la constante  $C$ , también se utiliza una distribución log-normal con  $CV_C = 1.07$  y para el valor de  $m$ , se utiliza una distribución normal con  $CV_m = 0.01$ . El tamaño de grieta final  $a_f$  se considera determinista e igual a la mitad del espesor de la placa analizada. Para estas variables los valores medios se determinaron de las propiedades del acero estructural.

Resolviendo la integral de la Ec. 5.1, se tiene:

$$N = \frac{1}{C(1.12\Delta\sigma\sqrt{\pi})^m} \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{a^{m/2}}$$

Ec. 5.2

$$N = \frac{2}{C(1.12\Delta\sigma\sqrt{\pi})^m} \left( \frac{a_f^{\frac{2-m}{2}} - a_i^{\frac{2-m}{2}}}{2-m} \right)$$

Ec. 5.3

Con las propiedades probabilistas de cada variable ( $a_i$ ,  $C$  y  $m$ ), se realizaron simulaciones de la Ec. 5.3, considerando un número tal de simulaciones para que las propiedades medias de  $N$  fueran constantes. En este caso se realizaron 1,000 simulaciones, de las cuales se obtuvieron los resultados que se muestran en la Figura 5.1, que relaciona el número de ciclos con el crecimiento de la grieta para cada caso de carga.

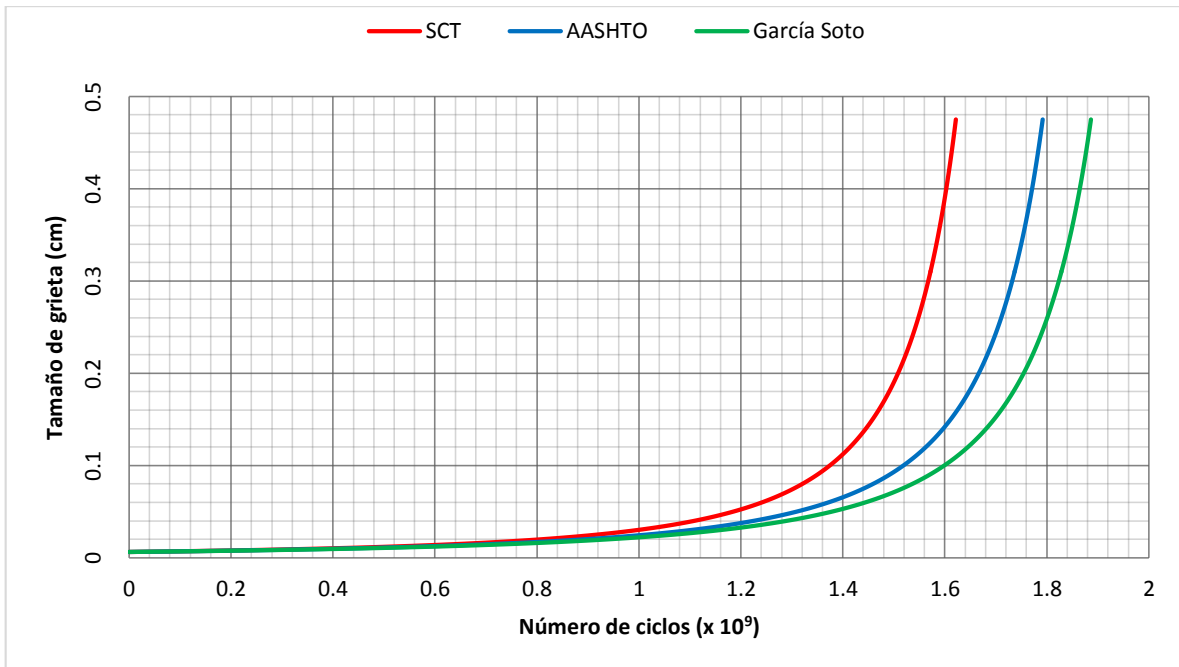


Figura 5.1.- Crecimiento de grietas contra número de ciclos.

Puede observarse de la Figura 5.1 que cuando el valor del rango de esfuerzos es grande (como ocurre con la carga del camión de la SCT), el crecimiento de grieta es más veloz y el elemento falla a un número de ciclos bajo en comparación con el obtenido cuando el valor del rango de esfuerzos es menor. En la Tabla 5.1 se muestra el valor del rango de esfuerzos para cada camión de diseño y su relación con el número de ciclos a la falla por fatiga.

Tabla 5.1.- Número de ciclos a la falla por fatiga.

CAMIÓN DE DISEÑO	RANGO DE ESFUERZOS ( $\Delta\sigma$ )	NÚMERO DE CICLOS A LA FALLA POR FATIGA ( $N$ )
Camión T3-S2-R4 con peso excedido (SCT)	107.70 MPa	$1.6216 \times 10^9$
Camión de diseño HS-44 (AASHTO)	104.17 MPa	$1.7919 \times 10^9$
Camión de diseño Propuesto por García Soto.	102.40 MPa	$1.8866 \times 10^9$

La diferencia del valor de número de ciclos entre los modelos de carga analizados es muy pequeña y poco significativa, lo cual indica que la estimación propuesta por el AASHTO es aceptable para el diseño de puentes en México.

La AASHTO (2007), propone una ecuación para calcular el número de ciclos a la falla por fatiga a partir del volumen de tránsito diario promedio para un tiempo de vida útil de 75 años (Ec. 5.4)

$$N = (365)(75)n(TDP)\rho$$

Ec. 5.4

donde  $n$  es el número de ciclos de esfuerzo por pasada de camión e igual a 1 para vigas de un solo tramo y  $\rho$  se determina como muestra la Tabla 5.2.

Tabla 5.2.- Valores de  $\rho$  de acuerdo a las especificaciones del AASHTO (2007)

Número de carriles disponibles para camiones	$\rho$
1	1
2	0.85
3 o más	0.8

A partir de la Ec. 5.4 se puede estimar, de forma aproximada, el tiempo de vida en años para un número de ciclos, como muestra la Ec. 5.5, donde  $Y_f$  es el tiempo de vida a fatiga en años.

$$Y_f = \frac{N}{(365)n(TDP)\rho}$$

Ec. 5.5

De acuerdo con los aforos de la SCT (2012), que muestran los volúmenes de tránsito registrados en las estaciones permanentes de conteo de vehículos, algunas de las carreteras con un alto valor del tránsito diario promedio anual ( $TDPA$ ), registradas en el 2011 son las siguientes:

Tabla 5.3.- Volúmenes de tránsito de carreteras en México 2011 (SCT, 2012)

CARRETERA	TDPA
Puebla – Córdoba	23,294
Constituyentes – La Marquesa	41,864
México – Cuernavaca	33,629
México – Querétaro	48,271
México – Puebla	49,165

Puede observarse que la carretera México - Puebla cuenta con el mayor valor de  $TDPA$ . No todos los vehículos que transitan estas carretera están conformados por camiones de carga, sin embargo, la combinación de cargas vehiculares pueden generar esfuerzos en puentes similares a las cargas de diseño analizadas en este trabajo, por lo tanto, para este trabajo se propone utilizar el 80% del  $TDPA$  como valor de referencia para determinar la vida a fatiga.

Aplicando la Ec. 5.5 utilizando un valor de  $TDP = 0.8 TDPA$ , tomando como referencia los valores de la carretera México – Puebla, se obtiene la vida a fatiga del puente para cada carga vehicular como se muestra la Tabla 5.4.

---

Tabla 5.4.- Tiempo de vida a fatiga del puente analizado bajo cada carga vehicular de diseño.

CAMIÓN DE DISEÑO	NÚMERO DE CICLOS A LA FALLA POR FATIGA ( $N$ )	TIEMPO DE VIDA A FATIGA EN AÑOS
Camión T3-S2-R4 con peso excedido (SCT)	$1.6216 \times 10^9$	112.96
Camión de diseño HS-44 (AASHTO)	$1.7919 \times 10^9$	124.82
Camión de diseño Propuesto por García Soto.	$1.8866 \times 10^9$	131.41

Los puentes de diseñan generalmente para una vida útil de 75 años, por lo tanto se considera que bajo estas condiciones el puente no presenta problemas de fatiga.

---

## CONCLUSIONES

El problema de fatiga en puentes puede ser considerado uno de los más peligrosos debido a que, en la mayoría de casos, el crecimiento de las grietas no puede ser detectado en las inspecciones. Como se muestran en los casos reportados, la falla de los elementos metálicos puede causar el colapso de la estructura, provocando severos daños socioeconómicos en una población y/o cobrando vidas humanas. Los puentes que corren mayor riesgo de tener problemas por fatiga son aquellos en los que se emplean elementos de acero ya que, debido a su flexibilidad, están sujetos a altos esfuerzos de tensión y compresión generando así grandes rangos de esfuerzo.

Para fines de este trabajo, se adoptó la forma de la sección del puente Tampico para modelar un puente simplemente apoyado con un solo claro de 128 metros en un programa comercial de elementos finitos (SAP2000), en el cual se utilizaron únicamente elementos placa. Se reportaron los esfuerzos obtenidos al aplicar las cargas vehiculares propuestas por la reglamentación americana AASHTO (2007), la reglamentación mexicana SCT (2001) y por el trabajo realizado por García Soto *et al.* (2010). Se encontró que el esfuerzo máximo, bajo las cargas mencionadas, no rebasó el valor de  $F_a = 0.30F_y$ , esto es, un factor de seguridad  $F_s = F_y/F_a = 3.33$ .

Existen distintos métodos para el diseño y análisis de puentes, sin embargo, gracias a este trabajo, se puede decir que el uso de programas de elementos finitos es una poderosa herramienta, adecuada para facilitar el análisis y diseño de puentes. Se debe tener especial cuidado al crear el mallado en este tipo de programas para lograr que todos los nodos coincidan correctamente.

Tomando en cuenta los aforos de las carreteras mexicanas, se observa que la gran mayoría de camiones de carga sobrepasan los pesos brutos permitidos que establece la SCT. Es por esto que se han diseñado modelos de cargas vivas vehiculares para su utilización en el diseño por flexión y cortante. Sin embargo, se ha puesto poca atención en el problema de fatiga.

En este trabajo se ha creado el modelo de un puente de acero ortotrópico al cual se le han aplicado las cargas vivas vehiculares establecidas por la reglamentación de Estados Unidos (AASHTO), y la reglamentación de México (SCT), así como la propuesta de un modelo de cargas vehiculares para México por García Soto y se ha realizado un análisis por fatiga comparando los resultados obtenidos para cada modelo de cargas.

De los resultados obtenidos en este trabajo se pueden mencionar las siguientes conclusiones:

1. El número de ciclos a fatiga entre los modelos de carga utilizados no representa una diferencia importante ya que todos los valores son similares. Por lo tanto, el uso del reglamento americano para diseño por fatiga de puentes en México es totalmente aceptable.



- 
2. Es importante investigar el caso del camión de diseño propuesto por García Soto ya que éste no se diseñó precisamente para su uso en análisis de fatiga.
  3. Los elementos donde se encontraron los esfuerzos máximos son, en su mayoría, los bulbos o las uniones entre los bulbos y la sección cajón. Esto se debe a que los bulbos son los que proporcionan una mayor rigidez a la sección cajón del puente.

---

## ESTUDIOS FUTUROS

Es importante destacar que en este estudio existen varias incertidumbres que deben ser investigadas más a fondo con el fin de obtener predicciones de vida más precisas al realizar análisis por fatiga en puentes.

Las incertidumbres que deben ser estudiadas son las relacionadas con las cargas vivas vehiculares y los fenómenos naturales (viento, sismo), que en este trabajo no se toman en cuenta. Es claro que las cargas vivas vehiculares tienen mucha mayor variabilidad. Esto, aunado al hecho de que en México se exceden con frecuencia los valores de peso permitido en los camiones, podría cambiar los resultados obtenidos.

A continuación se enlista una serie de recomendaciones para investigaciones futuras:

- Se propone utilizar otras combinaciones de cargas vivas vehiculares, incluyendo las utilizadas en este trabajo, con cargas móviles.
- Realizar el análisis por fatiga en puentes con diferentes configuraciones estructurales, como puentes colgantes y atirantados.
- Al modelar el puente analizado en este estudio se utilizaron únicamente elementos placa. Se propone crear un modelo con elementos sólidos.
- Dado que el procedimiento de cálculo utilizado es una evaluación aproximada, se recomienda realizar evaluaciones más rigurosas con técnicas como la mecánica de fractura que analizan paso a paso el crecimiento de grietas.
- Incluir los efectos de esfuerzos residuales en el acero estructural, ya sea por los efectos en la producción del acero o de la fabricación de la estructura.

---

## REFERENCIAS

- AASHTO. (2007). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportations Officials.
- ASTM. (2000). ASTM E1823. En *Standard Terminology Relating to Fatigue and Fracture* (Vol. 03.01, pág. 1034). West Conshohocken, Pennsylvania: ASTM.
- Barsom, J., & Rolfe, S. (1999). *Fracture and fatigue control in structures*. West Conshohocken, Pennsylvania: ASTM.
- Collapse of U.S. 35 highway bridge*. (1967, diciembre 15). Retrieved octubre 26, 2012, from <<http://www.nts.gov/investigations/summary/HAR7101.htm>>.
- Concreto Presforzado. (2012, octubre 8). *BuenasTareas.com*. Retrieved noviembre 12, 2012, from <<http://www.buenastareas.com/ensayos/Concreto-Presforzado/5673861.html>>.
- Cuellar Jaramillo, E., & Hernández Cruz, E. (2009). *Proyecto del puente vehicular el Bejuco de la carretera Tepic-Mazatlán, tramo ent. San Blas-Villa Unión, KM 62+745.00, origen Tepic, Nayarit*. Zacatenco, México, D.F.: Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura unidad Zacatenco.
- Delatte, N. J., Miller, D., & Kontos, C. P. (2007). Maintenance and Management Lessons Learned from Bridge Collapses. *Prepared for the Transportation Research Board Annual Meeting, 2007*, (pp. Paper #07-2306). Washington DC, Estados Unidos.
- Dieter, G. E. (1986). *Mechanical metalurgy*. University of Maryland.
- Ekberg, A. (1998). *Chalmers*. Retrieved from Palmgren - Miner's Rule: <http://www.am.chalmers.se/~anek/teaching/fatfract/98-4.pdf>
- Fields, R. (2009, Julio 8). *The Collapse of The Silver Bridge*. Retrieved Octubre 25, 2012, from NIST Metallurgy División: <http://museum.nist.gov/exhibits/silverbridge/index.htm>
- Flores Sánchez, J. (2004). *Conservación de puentes carreteros*. Distrito Federal, México: Universidad Nacional Autónoma de México. Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán.
- Forrest, P. G. (1972). *Fatiga de los metales*. Bilbao, España.
- Fuchs, H. O., Stephens, R. R., Fatemi, A., & Stephens, R. I. (2001). *Metal Fatigue In Engineering*. United States of America: Wiley-Interscience.

- 
- García Soto, A. D., Hong, H., & Gómez Martínez, R. (2010). Determinación probabilística de una propuesta de modelo de cargas vivas para el diseño de puentes vehiculares en México. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.
- Gasparini, D. (1993). Collapse of Ashtabula bridge on December 29, 1876. *Journal of Performance of Constructed Facilities (ASCE)*, (2)7, 109-125.
- González Velázquez, J. L. (2004). *Mecánica de fractura*. México, D. F.: Limusa.
- Ibrahim, S. A. (2006). Fatigue of Corrugated Web Plate Girders: Analytical Study. *J. of Struct. Eng.*, 132(9), 1381-1392.
- Inverythan rail accident. (2012, julio 20). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Retrieved octubre 28, 2012, from <[http://en.wikipedia.org/wiki/Inverythan\\_rail\\_accident](http://en.wikipedia.org/wiki/Inverythan_rail_accident)>.
- Irwin, G. (1957). Analysis of stresses and strains near to the end of crack traversing a plate. *Trans, ASME Journal of Applied Mechanics*, 24, 361-364.
- Kulicki, J. M., Prucz, Z., Clancy, C. M., & Mertz, D. R. (2007). Updating the calibration report for AASHTO LRFD code final report. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, Project No. NCHRP 20-7/186.
- Larsson, T. (2009). *Fatigue assessment of riveted bridges*. Luleå, Suecia: Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering.
- Larvet, A. (2007). *Propagación de grietas por fatiga en soldaduras de acero superdúplex*. España: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Lonaker, T. (2006). *Silver Bridge Colapse. The long day*. Retrieved Octubre 26, 2012, from sitio web de Timothy Lonaker ©: <<http://silverbridgeaccident.webs.com/>>.
- Majó, M., & Andreu, J. (2003). *Estudio constitutivo de materiales compuestos laminados sometidos a cargas cíclicas*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria.
- Mianus river bridge. (2012, octubre 29). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Retrieved octubre 31, 2012, from <[http://en.wikipedia.org/wiki/Mianus\\_River\\_Bridge](http://en.wikipedia.org/wiki/Mianus_River_Bridge)>.
- Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 12, 159-64.
- Modarres, M., Kaminskiy, M., & Krivtsov, V. (1999). *Reliability Engineering and Risk Analysis*. United States: CRC Press.
- Muciño, C. R., & Coyoli, L. E. (2009). *Materiales para ingeniería civil*. Metepec, México: Kali-Xotl.
- Nowak, A. S. (1993). Live load model for highway bridges. *Structural Safety*, vol. 13, 53-66.

- 
- Paris, P. C., & Erdogan, F. (1963). A critical analysis of crack propagation laws. *Journal of Basic Engineering*, 85, 528-34.
- Paris, P. C., Gómez, M. P., & Anderson, W. E. (1961). A rational analytic theory of fatigue. *The Trend in Engineering*, 13, 9-14.
- Patron, A., & Cremona, C. (2007). Modèle de chaînes de Markov pour l'étude de la fissuration par fatigue des assemblages soudés de ponts. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 11,(9-10), 1111-1133.
- Popov, E. P. (1982). *Mecánica de materiales*. México: Limusa.
- Puente. (2012, noviembre 16). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Retrieved noviembre 26, 2012, from <<http://es.wikipedia.org/wiki/Puente>>.
- Rascón, O. A. (2004). *Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros*. Sanfandila, Qro.: publicación técnica No. 243.
- Roberts, W. S. (1994). An investigation to increase the competitiveness of short span steel concrete composite bridges. *4th Int. Conf. on Short and Medium Span Bridges, Halifax, Nova Scotia*, A. A. Mufti, B. Bakht, and L. C. Jaeger, eds., *Canadian Society for Civil Engineering*, 1161-1171.
- Ryan, T. W., Hartle, R. A., Mann, J. E., & Danovich, L. J. (2006). *Bridge Inspector's Reference Manual*. Arlington, Virginia, Estados Unidos: Federal Highway Administration.
- Sause et al., R. (2006). Fatigue life of girders with trapezoidal corrugated webs. *Journal of structural engineering*, 1070-1078.
- SCT. (1992). *Puente Tampico*. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- SCT. (2001). *Características del autotransporte público y privado de carga en las carreteras mexicanas*. Qro.: Secretaría de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano del Transporte.
- SCT. (2001). Nueva normatividad para diseño de puentes. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- SCT. (2008). *NORMA oficial mexicana NOM-012-SCT-2-2008, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal* (primera ed.). México: Diario Oficial de la Federación.
- SCT. (2012). *Datos viales 2012*. México, D.F.: Subsecretaría de Infraestructura.
- Silver bridge. (2012, octubre 12). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Retrieved octubre 26, 2012, from <[http://en.wikipedia.org/wiki/Silver\\_Bridge](http://en.wikipedia.org/wiki/Silver_Bridge)>.

---

Suresh, S. (2006). *Fatigue of Materials*. United States: Cambridge University Press.

Tonias, D. E. (1995). *Bridge Engineering*. New York: McGraw-Hill.

Wootton bridge collapse. (2012, marzo 8). *Wikipedia, la enciclopedia libre*. Retrieved octubre 25, 2012, from <[http://en.wikipedia.org/wiki/Wootton\\_bridge\\_collapse](http://en.wikipedia.org/wiki/Wootton_bridge_collapse)>.